

COMUNE DI JESI

PROGETTO ESECUTIVO – OPERE DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE E
ANTINCENDIO
IMMOBILE SITO IN VIA ASIAGO, N. 1
FG.65 , PART. 412,

Committente: COMUNE DI JESI		Progettista: ING. HENRY LUCHETTI Direttore Tecnico: ING. MICHELE VIGLIONE	
Codice archivio:	RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA RELAZIONE SUI MATERIALI RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE RELAZIONE GEOTECNICA-FONDAZIONI		Documento n°: RR
Data emissione: 27/12/2017			
Data agg: 19/02/2018			Revisione:

Indice generale

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA.....	3
1.PREMESSA.....	3
2.ANALISI STORICO-CRITICA.....	3
3.DEFINIZIONE LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA.....	6
3.1.RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	7
3.2.PROPRIETA' DEI MATERIALI.....	12
3.3.LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA.....	17
RELAZIONE SUI MATERIALI.....	18
1.CALCESTRUZZO.....	18
2.ACCIAIO.....	25
3.FRP.....	27
4.MURATURA ESISTENTE (tamponature Piano seminterrato).....	28
5.RESINE PER FISSAGGI, ANCORAGGI E INGHISAGGI.....	29
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE.....	29
1.CRITERI GENERALI DI PROGETTO.....	30
2.CRITERI DI MODELLAZIONE.....	30
3.AZIONI.....	33
3.1.AZIONE DELLA NEVE.....	33
3.2.ANALISI DEI CARICHI.....	34
4.PRINCIPALI RISULTATI.....	39
4.2.COMBINAZIONI.....	47
4.METODO DI ANALISI.....	50
4.PRINCIPALI RISULTATI.....	50
5.VERIFICHE.....	68
5.1.VERIFICHE GLOBALI.....	68
5.2.VERIFICHE LOCALI.....	69
6.CONCLUSIONI.....	82
7.QUADRO NORMATIVO E RIFERIMENTI TECNICI.....	83
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	84

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

1. PREMESSA

Il presente lavoro riguarda opere di miglioramento sismico di un fabbricato scolastico esistente sito nel Comune di Jesi (AN), in Via Asiago. Trattasi della scuola elementare denominata “Martiri della Libertà”, distinta catastalmente al foglio 65, particella 412, del Comune di Jesi (AN) e lo stesso ricade in area S1.1i – servizi per l’istruzione – del Progetto Comunale del Suolo del comune di Jesi (AN).

Le suddette opere si rendono necessarie per innalzare il livello di sicurezza offerto dal fabbricato, commisurato all'attuale destinazione d'uso ed al sito di ubicazione, e non per correggere vizi di forma progettuali o sanare difformità edilizie, stati deformativi e/o tensionali eccessivi, né per porre rimedio a quadri fessurativi significativi più o meno diffusi. Pertanto il livello di sicurezza da garantire a fronte delle opere di miglioramento sismico è stato definito in accordo con la committenza. Si precisa che nella progettazione degli interventi, sono state prese in considerazione, oltre alle condizioni sismiche, anche quelle statiche, nei confronti delle quali però le verifiche, in assenza di stati deformativi e/o tensionali eccessivi o vere e proprie lesioni, dovranno essere necessariamente rispettate solo nel caso di elementi oggetto di intervento o in caso di aumento rilevante delle azioni di natura antropica, escludendone l'obbligatorietà per sola variazione di normativa tecnica; tutto ciò in accordo con quanto sancito dai pareri dei Comitati Tecnico-Scientifici. (es. Pareri n°122 del 14/04/2016 e n° 6 del 27/07/2010 del C.T.S. della Regione Emilia Romagna).

2. ANALISI STORICO-CRITICA

Il fabbricato è stato realizzato fra gli anni 1974 e 1975, in un'unica soluzione, con collaudo a fine 1975 e abitabilità rilasciata ad inizio 1976, sulla base di un progetto strutturale esecutivo depositato nel 1973. Pertanto il progetto è stato redatto sulla base delle normative vigenti dell'epoca, che risultano essere:

- R.D. n. 2105 del 22/11/37 - “Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti”

- R.D. n. 2229 del 16/11/1939 - “Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”
- Circolare del 23/05/1957 n°1472 - “Armature delle strutture in cemento armato”
- Legge n. 1086 del 5/11/1971 - “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- D.M. 30 maggio 1972 n° 9161 - “Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso e a struttura metallica”
-

Il R.D. n. 2105 del 22/11/37 non contemplava fra i territori in zona sismica il Comune di Jesi, che venne classificato come zona sismica solamente con il DM 10/2/1983, che ne dichiarava il grado di sismicità S=9.

Pertanto il progetto strutturale del fabbricato non prendeva in considerazione gli effetti delle azioni orizzontali dovute al sisma, come si intuisce immediatamente dagli elaborati grafici allegati al progetto strutturale originario. E' stata infatti rinvenuta l'intera documentazione progettuale, inclusa la documentazione di fine lavori e di contabilità di cantiere. Le carpenterie di piano mostrano uno schema strutturale chiaramente concepito per sorreggere i soli carichi verticali: sono infatti presenti telai principali ortogonali all'orditura dei solai, collegati trasversalmente fra loro da poche travi, per la maggior parte “a spessore” o addirittura assimilabili a cordoli (sezione 30x20 cm); le travi principali (soprattutto quelle “calate”) hanno sezioni spesso notevolmente superiori a quelle dei pilastri, con significativo sbilanciamento delle rigidezze flessionali. Ugualmente, i dettagli costruttivi relativi alle quantità e disposizione delle barre di armatura delle travi, evidenziano una progettazione per le sole condizioni statiche.

Il fabbricato è costituito complessivamente da 3 piani: un piano seminterrato e due piani fuori terra ed è circondato su tutto il perimetro da una corte esclusiva. La struttura portante è a telaio in c.a gettato in opera con pilastri rastremati in elevazione, travi sia a spessore che calate, fondazioni superficiali a plinti, collegati fra loro da cordoli estradossati; i 2 solai interni sono realizzati in latero-cemento con travetti tralicciati e soletta di ripartizione di spessore $s=4$ cm in c.a gettati in opera per una altezza complessiva di 20 cm; il solaio di copertura è invece realizzato con travetti prefabbricati tipo “varese” con interposti tavelloni sia all’estradosso che all’intradosso dell’elemento portante. Non è presente la soletta collaborante sul solaio. La scalinata di accesso principale all’edificio, invece, è connessa alla trave di bordo del piano terra dell’edificio ed ha una

fondazione superficiale di tipo a trave rovescia, impostata ad una quota maggiore del terreno rispetto alle fondazioni dell'edificio principale. Al livello seminterrato, sul lato dell'ingresso principale, vi è un cavedio fra il terreno e la struttura dell'edificio, pertanto la spinta del terreno viene assorbita dal muro controterra di tale cavedio e non viene scaricato sulla struttura dell'edificio. Le scale interne, sono realizzate con solette rampanti in c.a di spessore $s = 20$ cm, collegate a travi di grandi sezioni in parte estradossate, e sono in posizione eccentrica rispetto alla pianta del fabbricato; i pilastri non hanno una distribuzione regolare né in pianta né in elevazione (i pilastri 17-32-33 terminano al II solaio), ed i telai principali dell'edificio, orditi principalmente nella direzione del lato lungo, non sono posizionati in maniera regolare e simmetrica rispetto alla pianta dell'edificio.

Le pareti esterne sono a cassetta con paramento esterno a faccia vista tranne al piano seminterrato dove sono presenti pareti in mattoni pieni e malta cementizia in parte intonacate (come si evince dai documenti contabili di cantiere); sono presenti finestre a nastro sulle facciate del seminterrato ed in generale su tutte le facciate ampie superfici finestrate. Sempre in facciata, sono evidenti i parapetti in c.a in corrispondenza dei 2 solai interni, gettati in opera insieme alle travi perimetrali e privi di finiture, ed un ampio cornicione su tutto il perimetro della copertura piana, sul quale grava una veletta in c.a.

All'interno si trovano prevalentemente divisori in blocchi forati di laterizio di spessori variabili, pavimenti in marmettoni, ed alcune controsoffittature. Le altezze utili interne sono mediamente di circa 3.00 m.

Esternamente sono stati aggiunti, in fasi costruttive successive alla costruzione del fabbricato scolastico, un blocco scala in struttura metallica completamente indipendente dal fabbricato principale, un ascensore in struttura metallica leggera, con pareti di chiusura anch'esse di tipo leggero e fissato ad una propria fondazione superficiale, ed infine una rampa per disabili: queste ultime due opere, pur interagendo con il fabbricato principale, hanno una struttura portante sicuramente non rigida o comunque non in grado di interferire o alterare la risposta strutturale del fabbricato scolastico.

Lo stato di conservazione del fabbricato, si presenta complessivamente sufficiente: sono assenti infatti quadri fessurativi sugli elementi strutturali dovuti a dissesti in fondazione o stati tensionali/deformativi eccessivi;

Si registrano solamente delle lievi fessurazioni alle angolate dei divisori, delle tamponature e sui solai, da imputare al naturale assestamento della struttura portante nel tempo, sotto le azioni di

esercizio. (es. cedimenti immediati e di consolidazione in fondazione, naturale deformazione dei travetti del solaio, soprattutto quella di natura viscosa permanente, che comunque risulta essere nei limiti di tolleranza, etc.). Sono invece presenti segni evidenti di risalita di umidità nelle pareti del seminterrato e di infiltrazioni d'acqua in copertura. Sugli elementi in c.a esposti all'esterno, sono presenti diverse zone con copriferro espulso e corrosione delle barre di armatura, soprattutto sul cornicione in copertura.

3. DEFINIZIONE LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Per l'edificio in oggetto è stato possibile rintracciare i disegni originali completi con i quali è stata realizzata la struttura dell'edificio, la relazione a struttura ultimata, nella quale è possibile vedere tutti i certificati di prova sui materiali impiegati nella costruzione: tali informazioni sono state integrate con i risultati del rilievo geometrico-strutturale svolto in fase preliminare, approfondito con ulteriori rilievi a campione in sede di progettazione definitiva, e di una vasta campagna indagini preliminare, arricchita con ulteriori dati mediante nuove indagini, sia distruttive che non distruttive, in fase definitiva: è stato così possibile avere un riscontro delle reali caratteristiche dell'edificio, tenendo conto dei seguenti aspetti (tab. C8A.1.2 della circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP.):

- geometria complessiva e dei singoli elementi strutturali (carpenterie);
- dettagli strutturali (es. distinte delle armature);
- proprietà dei materiali.

Già in fase preliminare, per l'analisi della vulnerabilità sismica, era stato definito e raggiunto un Livello di Conoscenza LC3 – conoscenza accurata – che ha consentito l'impiego di un Fattore di Confidenza FC=1.00. Le ulteriori indagini sono state necessarie per ottenere informazioni ancor più dettagliate, utili per ottimizzare il progetto delle opere di miglioramento sismico. Di seguito si riportano le informazioni aggiuntive.

3.1. RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

Geometria

Sulla scorta dei disegni esecutivi originali, che risultano essere molto completi, è stato possibile ricavare la geometria strutturale dell'intero edificio, verificando le dimensioni degli elementi strutturali e le caratteristiche geometriche dell'intero fabbricato attraverso un rilievo: si è potuto constatare la corrispondenza delle informazioni presenti nel progetto strutturale con quanto eseguito, ad esclusione della geometria di quasi tutte le travi calate del secondo e del terzo orizzontamento, che risultano avere un'altezza inferiore di circa 5cm rispetto a quella indicata nel progetto.

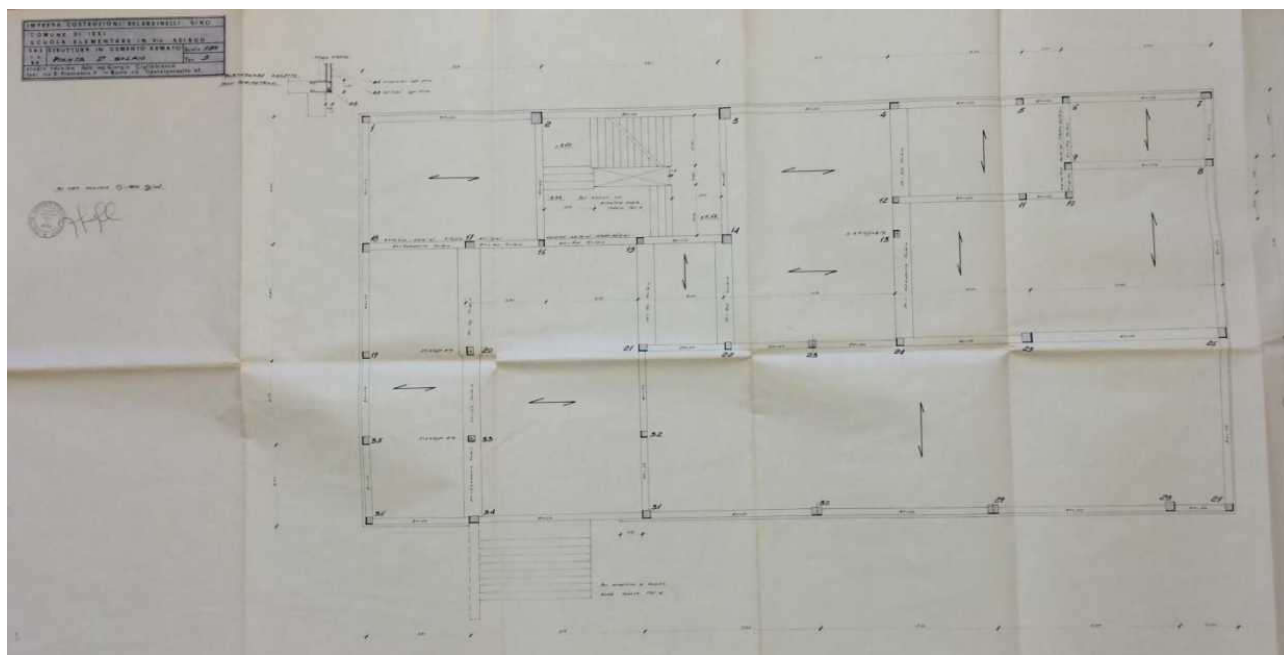


Foto 1: Elaborato progettuale originario: carpenteria di piano

Sono state aggiunte informazioni riguardanti i solai e le tamponature del seminterrato: attraverso dei saggi all'intradosso dei solai è stato definito l'interasse reale dei travetti, aventi una larghezza di 8 cm, che risulta essere di 40 cm per il I solaio e 50cm per il II solaio, mentre le tamponature del seminterrato, da saggi su quasi l'intero spessore, risultano essere realizzate in muratura piena con buona tessitura, collegamenti trasversali e giunti di malta cementizia di buona qualità, per uno spessore di 30 cm.

Sono stati inoltre eseguiti saggi per valutare le strutture di fondazioni: i cordoli di collegamento sono alla quota prevista da progetto mentre la testa dei plinti risulta approfondita rispetto a quanto

previsto in sede progettuale; la profondità della testa dei plinti rispetto all'estradosso dei cordoli è pari a $z = -1,90$ m.



Foto 2: Saggio su tamponature - P. seminterrato



Foto 3: Sondaggio in fondazione

Per approfondimenti vedere l'elaborato denominato “RI - Indagini e Prove Diagnostiche su alcuni Elementi Strutturali dell’Edificio”.

Dettagli strutturali

Con la scorta dei disegni esecutivi originali, tramite l’impiego di rilievi pacometrici e la demolizione del copriferro per poter misurare la dimensione di ferri longitudinali e staffe, è stato possibile risalire all’effettiva armatura presente su travi e pilastri dell’edificio oggetto di verifica sismica. Di seguito uno stralcio della tavola dell’armatura delle travi di piano terra, a titolo esemplificativo del dettaglio progettuale dell’epoca.

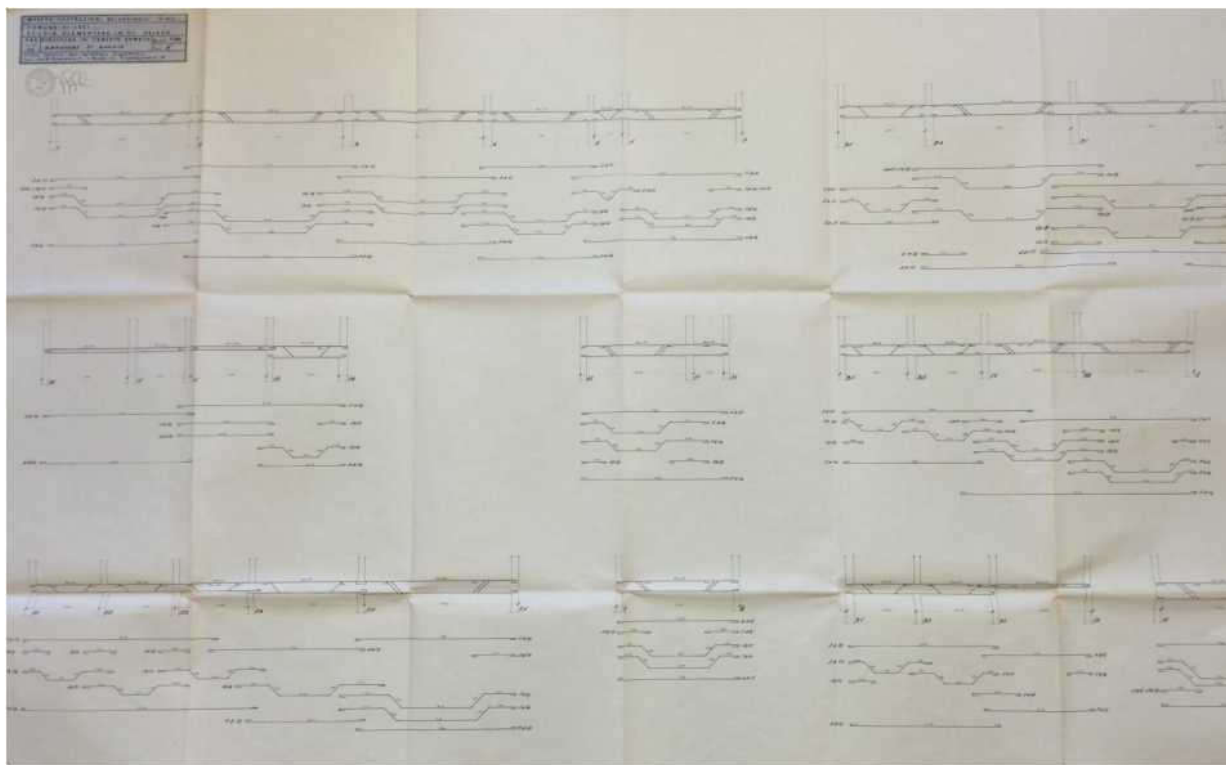


Foto 4: Elaborato progettuale originario: distinte armature travi

ELEMENTI STRUTTURALI		
I-II ELEVAZIONE		
I SOLAIO	PILASTRI	TRAVI
	36	45
III ELEVAZIONE		
II SOLAIO	PILASTRI	TRAVI
	36	45
IV ELEVAZIONE		
COPERTURA	PILASTRI	TRAVI
	33	38

VERIFICHE DETTAGLI COSTRUTTIVI PILASTRI					
I-II ELEVAZIONE					
(P.SEMINTERRATO)	Sez.	Pil. Indagati	Pil. Simili	Dettagli costruttivi	
	40x40	2	6		
	40x50	1	1		
	30x40	1	7		
	30x30	1	20		
TOT		5	34	94,44%	
III ELEVAZIONE					
(P.TERRA)					
	30x30	1	30		
	40x40	1	3		
TOT		2	33	91,67%	
IV ELEVAZIONE					
(P.PRIMO)	30x30	2	31	93,94%	

VERIFICHE DETTAGLI COSTRUTTIVI TRAVI					
I SOLAIO					
(P.TERRA)	Sez.	Tr. Indagata	Tr.. Simili	Dettagli costruttivi	
	70x20	1	2		
	30x60	1	6		
TOT		2	8	17,78%	
II SOLAIO					
(P.PRIMO)	30X55	1	6		
	40X65	1	1		
	70x20	1	2		
	90X20	1	1		
TOT		2	10	22,22%	
III SOLAIO					
(COPERTURA)	30X55	2	8		
TOT		2	8	21,05%	

Sono stati aggiunti dei saggi mediante rimozione del copriferro all'intradosso e delle indagini magnetometriche sui solai, per definire numero e diametro delle barre di armatura. Poiché i parapetti in c.a sono stati gettati in opera insieme alle travi di bordo, in sede di progettazione queste ultime sono state considerate di sezione 40x60 cm anziché 30x60cm.

Sono state dunque effettuate “limitate verifiche in situ” (almeno il 15% degli elementi primari).

Per approfondimenti vedere l'elaborato denominato “RI - Indagini e Prove Diagnostiche su alcuni Elementi Strutturali dell’Edificio”.

3.2. PROPRIETA' DEI MATERIALI

Per la definizione dei parametri meccanici dei materiali di costruzione, sono stati impiegati i dati forniti da 2 campagne indagini distruttive svolte in fase preliminare, integrati con i dati di una serie di nuove indagini distruttive ma soprattutto non distruttive, con lo scopo principale di valutare al meglio le proprietà del calcestruzzo nei pilastri della I e della II elevazione, che dai primi risultati apparivano particolarmente scadenti.

Rif.	i interasse	b Base travetto	I Intonaco all'intradosso	Armatura travetto
	(cm)	(cm)	(cm)	
S1 <i>mezzeria</i>	40	~7	0,5	<ul style="list-style-type: none"> • n. 2 Ø6 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 0 mm • n. 1 Ø10 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 20 mm • n. 1 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 25 mm
S2 <i>appoggio</i> (cfr. foto 2)	40	~7	0,5	<ul style="list-style-type: none"> • n. 2 Ø6 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 10 mm
S3 <i>mezzeria</i> (cfr. foto 3)	40	~7	1	<ul style="list-style-type: none"> • n. 2 Ø10 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 2 mm • n. 1 Ø16 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 2 mm

Rif.	i interasse	b Base travetto	I Intonaco all'intradosso	Armatura travetto
	(cm)	(cm)	(cm)	
S4 <i>appoggio</i>	40	~7	1	<ul style="list-style-type: none"> • n. 2 Ø10 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 13 mm
S5 <i>mezzeria</i>	50	~8	1	<ul style="list-style-type: none"> • n. 2 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 3 mm • n. 1 Ø14 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 3 mm
S6 <i>appoggio</i>	50	~8	1	<ul style="list-style-type: none"> • n. 1 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 10 mm • n. 1 Ø14 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 5 mm
S7 <i>mezzeria</i> (cfr. foto 4)	50	~8	0,5	<ul style="list-style-type: none"> • n. 2 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 2 mm • n. 1 Ø14 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 1 mm
S8 <i>appoggio</i>	50	~8	0,5	<ul style="list-style-type: none"> • n. 1 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 20 mm • n. 1 Ø14 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 20 mm

Foto 5: Dettagli costruttivi solai

Raggruppando e mediando i risultati delle diverse campagne indagini, secondo le fasi di getto dei pilastri e delle travi (ritenendo tale approccio quello che riesce a cogliere al meglio le possibili caratteristiche di omogeneità delle varie miscele), sono state individuate 3 tipologie di calcestruzzo per i pilastri e 3 tipologie per travi e solai.

Le prove non distruttive di tipo SonReb sono state tarate sui risultati delle prove di compressione di alcune carote prelevate.

CALCESTRUZZO	Data prelievo	Data prova	Laboratorio	piano	sigla	fcar [N/mm ²]
PIL	---	12/05/2014	SidLab	interrato	---	7,40
TR	---	12/05/2014	SidLab	interrato	---	24,40
TR3-10	11/06/2015	17/06/2015	SidLab	interrato	CR1	29,40
PIL6	11/06/2015	17/06/2015	SidLab	interrato	CR2	13,30
PIL22	11/06/2015	17/06/2015	SidLab	terra	CR3	11,60
TR23-32	12/06/2015	17/06/2015	SidLab	terra	CR4	19,50
PIL27	12/06/2015	17/06/2015	SidLab	terra	CR5	13,30
TR6-7	12/06/2015	17/06/2015	SidLab	terra	CR6	18,10
PIL23	12/06/2015	17/06/2015	SidLab	primo	CR7	21,60
PIL25	12/06/2015	17/06/2015	SidLab	primo	CR8	30,60
TR17-18	12/06/2015	17/06/2015	SidLab	primo	CR9	20,40
PIL6	12/06/2015	17/06/2015	SidLab	primo	CR10	19,80

Foto 6: risultati prime 2 indagini preliminari

Calcestruzzo	Data prelievo	Data prova	Laboratorio	Piano	Sigla	fcar (N/mm ²)
Pil 32		16/05/17	SidLab	Seminterrato	C2	12,5
Pil 13		16/05/17	SidLab	Terra	C1	17,3

Foto 7: risultati carotaggi ultima indagine

	SUP. PIANO	CAROTAGGI		SonReb
	(mq)	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI
I – II ELEVAZ. I SOLAIO	562	3	2	3
III ELEVAZ. II SOLAIO	562	3	2	3
IV ELEVAZIONE III SOLAIO	562	3	1	

Foto 8: totale indagini calcestruzzo

Come si potrà evincere nei successivi paragrafi, le prove hanno restituito dei valori della resistenza a compressione simili per i pilastri della I, II e III elevazione, e valori pressoché identici per le travi al II e III solaio.

Per quanto riguarda l'acciaio, il progetto originario prescriveva l'utilizzo di acciaio omogeneo con tensione ammissibile di 1400 Kg/cm² per i pilastri (corrispondente all'acciaio Aq42 secondo la classificazione della normativa vigente all'epoca) e acciaio omogeneo con tensione ammissibile di 1800 Kg/cm² per le travi (corrispondente all'acciaio Aq60 secondo la classificazione della normativa vigente all'epoca) ; sono state effettuate prove di laboratorio sui seguenti spezzoni:

ACCIAIO	Data prelievo	Data prova	Laboratorio	piano	sigla	fs [N/mm ²]
SCALA	11/06/2015	17/06/2015	SidLab	interrato	Fe1	460,8
SCALA	11/06/2015	17/06/2015	SidLab	terra	Fe2	446,3
PIL8	11/06/2015	17/06/2015	SidLab	primo	Fe3	351,2

Foto 9: indagini acciaio

Come si potrà evincere nei successivi paragrafi, le prove hanno restituito dei valori delle proprietà meccaniche perfettamente in linea con i valori medi dei dati di archivio raccolti per l'acciaio Aq42 e Aq60 riferiti al periodo di realizzazione, pertanto i campioni possono essere considerati ampiamente rappresentativi.

f_y (N/mm ²)	f_{ym} (N/mm ²)	$K(f_t/f_y)$	k_m	ϵ_{uk} (%)	ϵ_{ukm} (%)
351,21	351,21	1,47	1,47	28,6	28,6

Foto 10: valori medi prove su acciaio pilastri

Tabella 1. Caratteristiche degli acciai Aq.42.

numero prove: 729	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_u/f_y	$A_{10\phi}$
valore medio	325.4	467.1	1.440	28.81%
valore massimo	397.4	499.9	1.812	39.16%
valore minimo	265.0	420.1	1.096	20.00%
scarto quadratico medio	23.165	21.718	0.086	0.031
C. O. V.	0.071	0.047	0.060	0.107
indice di asimmetria	0.237	-0.342	0.311	-0.417
indice di curtosi	3.015	2.008	3.941	3.365

Foto 11: Database prove - laboratorio del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni della Facoltà d'Ingegneria di Napoli

f_y (N/mm ²)	f_{ym} (N/mm ²)	$K(f_t/f_y)$	k_m	ϵ_{uk} (%)	ϵ_{ukm} (%)
460,83	453,56	1,58	1,57	22,5	22,7
446,29		1,55		22,9	

Foto 12: valori medi prove su acciaio travi

Tabella 3. Caratteristiche degli acciai Aq.60.

numero prove: 248	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_u/f_y	$A_{10\phi}$
valore medio	432.6	634.0	1.473	22.46%
valore massimo	560.8	698.5	1.750	32.00%
valore minimo	353.7.4	600.5	1.199	14.00%
scarto quadratico medio	36.588	28.691	0.103	0.030
C. O. V.	0.085	0.045	0.070	0.132
indice di asimmetria	0.272	0.801	-0.044	0.094
indice di curtosi	3.135	2.382	3.105	3.215

Foto 13: Database prove - laboratorio del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni della Facoltà d'Ingegneria di Napoli

Complessivamente, analizzando anche i risultati delle prove, si può affermare che sono state condotte “verifiche estese sui materiali”

3.3. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Per quanto sopra esposto si può definire:

Geometria: da disegni di carpenteria originali con rilievo completo

Dettagli costruttivi: Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ

Materiali: Dai certificati di prova originali e dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ

Pertanto si conferma, come in fase preliminare, che il Livello di Conoscenza raggiunto è LC3 (conoscenza accurata) a cui corrisponde un fattore di struttura $FC= 1,00$.

RELAZIONE SUI MATERIALI

1. CALCESTRUZZO

Per determinare la resistenza cilindrica del calcestruzzo in situ della struttura della scuola, mediante la resistenza cilindrica delle carote estratte, si è utilizzata la relazione elaborata dal prof. Masi nel 2005, così da rendere i nuovi risultati confrontabili con quelli elaborati in fase preliminare; tale metodologia è basata sull'osservazione di un campione molto numeroso di valori di resistenze meccaniche di carote estratte da strutture esistenti. La relazione è la seguente:

$$f_c = (C_{h/D} C_{DIA} C_A C_d) f_{CAR}$$

in cui:

$C_{h/D} = 2/(1.5 + D/h)$, coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2

$C_{DIA} = 1.06, 1.00, 0.98$ rispettivamente per $D = 50\text{mm}, 100\text{mm}, 150\text{mm}$

$C_A = 1.03, 1.13$ rispettivamente per presenza di barre di piccolo diametro ($\phi 10$) o barre di grande diametro ($\phi 20$)

$C_d = 1.10, 1.20$ rispettivamente per $f_{CAR} > 20\text{MPa}$ e $f_{CAR} < 20\text{MPa}$, coefficiente di disturbo

f_{CAR} = resistenza cilindrica della carota

Determinata la resistenza cilindrica in situ, è possibile dedurre quella cubica tramite la relazione:

$$R_c = f_c / 0.83$$

Metodo di Masi 2005		
	C1	C2
D/H	0,9996	0,9995
$C_{h/D}$	0,80	0,80
C_{DIA}	1,00	1,00
C_A	1,00	1,00
C_d	1,20	1,20
f_{car} (N/mm ²)	17,30	12,50
f_c (N/mm ²)	16,61	12,00
R_c (N/mm ²)	20,01	14,46

La taratura delle prove SonReb sulla base delle prove su carote, avviene attraverso la definizione del rapporto $W = R_s/R_c$ dove:

R_s = valore stimato della resistenza attraverso la SonReb, nel punto di prelievo della carota

R_c = resistenza cubica della carota prelevata

PILASTRI				Wmed=	1,0219
	Sigla	Rs (N/mm ²)	Rr (N/mm ²)	Rrm (N/mm ²)	
II ELEVAZ.	Pil 10	15,16	14,84	12,80	
	Pil 15	12,29	12,03		
	Pil 20	11,78	11,53		
III ELEVAZ.	Pil 14	18,64	18,24	16,99	
	Pil 17	13,51	13,22		
	Pil 24	19,92	19,49		

Come si può notare dal rapporto W pari a circa 1, le SonReb sono perfettamente tarate ed hanno stimato il reale valore della resistenza cubica del calcestruzzo.

E' possibile ora mediare tutti i risultati ottenuti dalle varie indagini, preliminari e definitive, distruttive e non, poiché sono confrontabili.

TRAVI E SOLAIO					
	Sigla	fc (N/mmq)	Rc (N/mmq)	fcm (N/mmq)	Rcm (N/mmq)
I° Solaio	Trave 1	21,47	25,87	23,67	28,52
	CR1	25,87	31,17		
II° Solaio	CR4	18,72	22,55	18,05	21,74
	CR6	17,38	20,93		
III° Solaio	CR9	17,95	21,63	17,95	21,63
PILASTRI					
	Sigla	fc (N/mmq)	Rc (N/mmq)	fcm (N/mmq)	Rcm (N/mmq)
I° - II° Elevazione	Pil 1	7,10	8,56	10,62	12,80
	CR2	12,77	15,38		
	C2	12,00	14,45		
III° Elevazione	CR3	11,14	13,42	13,50	16,27
	CR5	12,77	15,38		
	C1	16,60	20,00		
IV° Elevazione	CR7	19,01	22,90	21,65	26,08
	CR8	26,93	32,44		
	CR10	19,01	22,90		

TRAVI E SOLAIO					
	Sigla	fc (N/mmq)	Rc (N/mmq)	fc _m (N/mmq)	Rc _m (N/mmq)
I° Solaio	Trave 1	21,47	25,87	23,67	28,52
	CR1	25,87	31,17		
II° Solaio	CR4	18,72	22,55	18,05	21,74
	CR6	17,38	20,93		
III° Solaio	CR9	17,95	21,63	17,95	21,63
PILASTRI					
	Rc Carote (N/mmq)		Rr Sonreb (N/mmq)		Rm Medie Totali (N/mmq)
I° - II° Elevazione	8,56		14,84		12,80
	15,38		12,03		
	14,45		11,53		
III° Elevazione	13,42		18,24		16,63
	15,38		13,22		
	20,00		19,49		
IV° Elevazione	22,90				26,08
	32,44				
	22,90				

Avendo utilizzato un'analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q , ed avendo definito un fattore di confidenza $FC=1,00$, si possono definire le proprietà meccaniche di progetto dei materiali da impiegare nelle analisi e nelle verifiche, che in accordo al § 8.7.2 e C8.7.2.4, saranno definite come le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza, per i meccanismi duttili, mentre per i meccanismi fragili primari, le resistenze dei materiali esistenti si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Pertanto i valori di progetto delle proprietà meccaniche degli materiali esistenti saranno le seguenti:

Calcestruzzo travi e solaio - I° solaio

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 23,67 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cubica $R_{cm} = 28,52 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0,30 \times 23,67^{2/3} = 2,47 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (23,67/10)^{0,3} = 28489 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo per meccanismi fragili $\gamma_{mc} = 1,50$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 23,67 \times 1 / (1,00 \times 1,50) = 15,78 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 23,67 \times 1 / (1,00) = 23,67 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo travi e solaio - II° solaio

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 18,05 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza media cubica $R_{cm} = 21,74 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0,30 \times 18,05^{2/3} = 2,06 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (18,05/10)^{0,3} = 26264 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo per meccanismi fragili $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 18,05 \times 1 / (1,00 \times 1,50) = 12,03 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 18,05 \times 1 / (1,00) = 18,05 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo travi e solaio - III° solaio

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 17,95 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza media cubica $R_{cm} = 21,63 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0,30 \times 17,95^{2/3} = 2,06 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (17,95/10)^{0,3} = 26220 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo per meccanismi fragili $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 17,95 \times 1 / (1,00 \times 1,50) = 11,97 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 17,95 \times 1 / (1.00) = 17,95 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo fondazioni e pilastri – I°- II° elevazione

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 10,62 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cubica $R_{cm} = 12,8 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \times 10,62^{2/3} = 1,45 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (10,62/10)^{0.3} = 22400 \text{ N/mm}^2$
- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$
- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo per meccanismi fragili $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 10,62 \times 1 / (1.00 \times 1.50) = 7,08 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 10,62 \times 1 / (1.00) = 10,62 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo pilastri - III° elevazione

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 13,8 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cubica $R_{cm} = 16,63 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \times 13,8^{2/3} = 1,73 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (13,8/10)^{0.3} = 24232 \text{ N/mm}^2$
- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$
- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo per meccanismi fragili $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 13,8 \times 1 / (1.00 \times 1.50) = 9,2 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 13,8 \times 1 / (1.00) = 13,8 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo pilastri - IV° elevazione

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 21,64 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cubica $R_{cm} = 26,08 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \times 21,64^{2/3} = 2,33 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (21,64/10)^{0.3} = 27733 \text{ N/mm}^2$
- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo per meccanismi fragili $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 21,64 \times 1 / (1.00 \times 1.50) = 14,43 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 21,64 \times 1 / (1.00) = 14,43 \text{ N/mm}^2$

Per quanto riguarda i calcestruzzi per la realizzazione dei nuovi elementi strutturali ed in generale per gli interventi di miglioramento, le caratteristiche meccaniche che dovranno possedere sono:

Nuove travi e pilastri, incamiciatura c.a pilastri 9-10 e 12-13

Calcestruzzo C28/35 – Classe di esposizione XC2 - Classe di consistenza: SCC

- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 \times 0.30 \times 28^{2/3} = 1,94 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times ((28+8)/10)^{0.3} = 32308 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Elementi fragili $f_{cd} = 28 \times 0,85 / (1.50) = 15,87 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 28 \times 0,85 / (1,50) = 15,87 \text{ N/mm}^2$

Incamiciatura c.a pilastri esterni e ringrosso plinti

Calcestruzzo C28/35 - Classe di esposizione XC2 - Classe di consistenza: S4

- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 \times 0.30 \times 28^{2/3} = 1,94 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times ((28+8)/10)^{0.3} = 32308 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Elementi fragili $f_{cd} = 28 \times 0,85 / (1,50) = 15,87 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 28 \times 0,85 / (1,50) = 15,87 \text{ N/mm}^2$

Incamicatura pilastri interni

Calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni, passivante (EN 1504-7, EN 1504-3 Classe R4, EN 1504-6)

- Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ (28 gg)
- Modulo elastico $E_{cm} = 27000 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza: colabile
- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Elementi fragili $f_{cd} = 0,83 \times 45 \times 0,85 / (1,50) = 22,41 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 0,83 \times 45 \times 0,85 / (1,50) = 22,41 \text{ N/mm}^2$

Riprofilatura pilastri e ripristino copriferro

Calcestruzzo tixotropico fibrorinforzato ad elevate prestazioni, passivante (EN 1504-7, EN 1504-3 Classe R4, EN 1504-2 (C))

- Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ (28 gg)
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compr.

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Elementi fragili $f_{cd} = 0,83 \times 45 \times 0,85 / (1,50) = 22,41 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 0,83 \times 45 \times 0,85 / (1,50) = 22,41 \text{ N/mm}^2$

Sia per i calcestruzzi esistenti che per quelli nuovi verrà assunto un legame costitutivo di tipo “a” (parabola-rettangolo) come previsto dal §4.1.2.1.2.2 , con $\epsilon_{c2} = 0,2\%$ e $\epsilon_{cu} = 0,35\%$. Inoltre, sia per gli elementi in calcestruzzo nuovo che per quelli in calcestruzzo esistente, vista l'assenza di quadri fessurativi su tali elementi, le rigidezze non sono state ridotte.

2. ACCIAIO

Per quanto riguarda l'acciaio da c.a. estratto dalla struttura esistente, in accordo a quanto previsto in sede del progetto originale, sono state definite 2 tipologie:

fym (N/mm ²)	fyd (duttile)	fyd (fragile)	kd	εukm (%)	εukd (%)
432,6	432,6	376,17	1,47	22,46	20,21
fym (N/mm ²)	fyd (duttile)	fyd (fragile)	kd	εukm (%)	εukd (%)
325,4	325,4	282,96	1,44	28,81	25,93

dove:

fym= resistenza caratteristica media allo snervamento

fyd (duttile)= resistenza caratteristica di progetto allo snervamento per meccanismi duttili (fyd/FC)

fyd (fragile)= resistenza caratteristica di progetto allo snervamento per meccanismi fragili

(fyd/FC/γs) dove γs è il coeff. Di sicurezza parziale sull'acciaio pari a 1,15

Kd= rapporto di sovrarresistenza di progetto

εukm= allungamento ultimo medio a rottura

εukd= allungamento ultimo di progetto a rottura (0,9xεukm)

Modulo elastico Es= 210000 N/mm²

allungamento di snervamento di progetto εyd = fyd/Es= 0,206% per travi e solai 0,155% per pilastri

Per quanto riguarda invece l'acciaio da impiegare per i nuovi elementi strutturali o in generale negli interventi di miglioramento, le proprietà meccaniche dovranno essere:

Acciaio B450C

resistenza caratteristica allo snervamento fyk= 450 N/mm²

resistenza caratteristica a rottura ftk= 540 N/mm²

rapporto di sovrarresistenza caratteristico $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$

allungamento ultimo a rottura εuk > 7,5%

Modulo elastico Es= 210000 N/mm²

coeff. Di sicurezza sull' acciaio $\gamma_{\sigma} = 1,15$

resistenza di progetto allo snervamento $f_{yd} = 450/(1,15) = 391 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto a rottura $f_{td} = 540/(1,15) = 469 \text{ N/mm}^2$

allungamento di snervamento di progetto $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0,19\%$

allungamento ultimo a rottura di progetto $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk} = 6,75\%$

rapporto di sovraresistenza di progetto $K = (f_t/f_y)_d = 1,20$

Sia per gli acciai esistenti che per quelli nuovi verrà assunto un legame costitutivo di tipo “a” (bilineare finito con incrudimento) come previsto dal §4.1.2.1.2.3

Acciaio S355JR (placcaggi metallici)

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica allo snervamento

$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ resistenza a rottura

Modulo elastico $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

3. FRP

Per gli interventi di rinforzo mediante CFRP sono stati previsti:

Tessuto unidirezionale (tipo 1)

grammatura = 300 g/m^2

Spessore tessuto $t_f = 0,165 \text{ mm}$

Modulo elastico $E_f = 240000 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione = 3800 N/mm^2

Allungamento a rottura $\epsilon_{fk} = 1,4\%$

$\gamma_{f,d}$ è un coefficiente parziale del materiale = 1,35 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

γ_f è un coefficiente parziale del materiale = 1,10 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

η_a è un coefficiente ambientale = 0,95 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

Tessuto quadridirezionale (tipo 2)

grammatura = 760 g/m^2

Spessore equivalente $t_f = 0,106 \text{ mm}$

Modulo elastico $E_f = 230000 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione = 4800 N/mm^2

Allungamento a rottura $\epsilon_{fk} = 2,1\%$

$\gamma_{f,d}$ è un coefficiente parziale del materiale = 1,35 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

γ_f è un coefficiente parziale del materiale = 1,10 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

η_a è un coefficiente ambientale = 0,95 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

Laminati (tipo 1)

Peso specifico = 1,6 g/cmc

Modulo elastico $E_f = 170 \text{ KN/mm}^2$

Resistenza a trazione = 2800 N/mm²

Allungamento a rottura $\epsilon_{fk} = 1,6\%$

$\gamma_{f,d}$ è un coefficiente parziale del materiale = 1,35 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

γ_f è un coefficiente parziale del materiale = 1,10 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

η_a è un coefficiente ambientale = 0,95 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

Laminati (tipo 2)

Peso specifico = 1,6 g/cmc

Modulo elastico $E_f = 205 \text{ KN/mm}^2$

Resistenza a trazione = 2800 N/mm²

Allungamento a rottura $\epsilon_{fk} = 1,35\%$

$\gamma_{f,d}$ è un coefficiente parziale del materiale = 1,35 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

γ_f è un coefficiente parziale del materiale = 1,10 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

η_a è un coefficiente ambientale = 0,95 in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

4. MURATURA ESISTENTE (tamponature Piano seminterrato)

Tabella C8A.2.1					
	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6	1500	500	18
Tabella C8A.2.2					
malta buona	1,5	1,5	1,5	1,5	
connessione trasversale	1,3	1,3			
Valori Finali	468	11,7	2250	750	18

Le rigidezze finali sono state ridotte del 50% per presenza di fessurazioni.

5. RESINE PER FISSAGGI, ANCORAGGI E INGHISAGGI

Inghisaggi barre pilastri (EN 1504-6) (tipo Mapefill F - Mapei)

Resistenza a compressione (28 gg)= 77 Mpa

Resistenza a flessione (28 gg)= 10 Mpa

Adesione al supporto (28 gg) = 2 Mpa

Tensione d'aderenza barra inghisata (28 gg) = 25 Mpa

Inghisaggi barre travi (resina epossidica tipo FIS EM-Rebar – Fischer)

Adesivo epossidico per placcaggi metallici (EN 1504-4) (tipo Adesilex PG4 - Mapei)

Modulo elastico in compressione (EN 13412) (N/mm²): 5.000

Adesione calcestruzzo-acciaio (EN 1542) (N/mm²): > 3 (rottura del calcestruzzo)

Resistenza al taglio (N/mm²): – rinforzo con piastra aderente (EN 12188): 50° > 32 60° > 27 70° >

25 Resistenza a compressione (EN 12190) (N/mm²): > 60

Aderenza (EN 12188) (N/mm²):

- pull out: > 16
- resistenza al taglio inclinato: 50° > 66 60° > 64 70° > 80

Ancoraggi (resina epossidica tipo FIS EM)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il modello e le analisi di calcolo sono stati svolti con il codice di calcolo Sismicad, secondo le schematizzazioni riportate nel fascicolo dei calcoli. La progettazione, il dimensionamento ed i calcoli di verifica della struttura nel suo complesso e dei singoli elementi strutturali, sono stati condotti in conformità con i principi della tecnica e della scienza delle costruzioni, nonché in ottemperanza delle normative vigenti.

Di seguito sono riportati i principali dati di calcolo:

- Tipo di normativa: DM 14/1/2008 e stati limite
 - Tipo di analisi: analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q (in accordo al § C8.7.2.4 e C8A.1.2)
 - Zona sismica: 2
 - Tipo di costruzione: 2
 - Vita nominale VN: 50 anni
 - Classe d'uso CU: III
 - Periodo di riferimento VR: $50 \times 1.5 = 75$ anni
 - Reticolo zona sismica: lon. 13.2358 lat. 43.5140
 - Stati limite verificati: statici SLU
 sismici SLV / SLO (edifici in classe III)
 - Periodo di ritorno azione Sismica TR: 45 anni SLO / 712 anni SLV
 - Approccio: 2
 - Fattore di struttura:
- stato pre-intervento:* $q = 1,5$
- stato post-intervento :* $q = 2,4$

2. CRITERI DI MODELLAZIONE

Sono stati realizzati 2 modelli tridimensionali, uno per valutare lo stato pre-intervento e l'altro per progettare gli interventi di miglioramento sismico. In entrambi i modelli, gli elementi monodimensionali (travi e pilastri) sono stati modellati come elementi BEAM, mentre i setti in c.a di progetto sono stati modellati mediante elementi bidimensionali di tipo SHELL. In condizioni pre-intervento, agli orizzontamenti è stato assegnato un comportamento membranale, di rigidezza

pari a quella della soletta collaborante in c.a di spessore $s=4$ cm, tranne al solaio di copertura che è stato considerato completamente deformabile, in quanto privo di soletta collaborante. Tale scelta, è stata dettata dalla presenza di solai con luce libera di inflessione elevata, su campate di grande estensione; pertanto, pur se la normativa vigente, in presenza di solai in latero-cemento con soletta collaborante di almeno 4 cm di spessore, consente di assegnare agli orizzontamenti un comportamento infinitamente rigido, tale scelta sembra essere quella più prossima alle reali condizioni. In condizioni post operam, i solai di piano, sono stati tutti considerati infinitamente rigidi, poiché si è operata una riduzione delle campate dei solai più estesi ed in generale sono stati migliorati i collegamenti trasversali fra i telai principali, con l'inserimento di nuove travi, così da poter nuovamente applicare la definizione proposta dal § 7.2.6. Sempre in condizioni post-operam, per irrigidire il solaio di copertura, sono stati inseriti dei controventi metallici di piano. Sono stati modellati mediante elementi SHELL anche i parapetti in c.a di piano ed il cornicione con la veletta, poiché gettati in opera insieme alle travi di bordo, così da valutarne l'interferenza con le rigidità di travi e pilastri; le tamponature sono state inserite come semplici carichi in quanto non ritenute in grado di interferire con il comportamento della struttura (pareti a cassa vuota), tranne per le tamponature della prima elevazione, che sono state modellate mediante elementi SHELL poiché dotate di rigidità e resistenza non trascurabili (murature in mattoni pieni e malta cementizia di buona fattezze) e pertanto in grado di interferire con la risposta della struttura; tali pareti nel modello post-intervento, a seguito del taglio e della realizzazione dei giunti, sono state anch'esse rimodellate come semplici carichi gravanti sulla struttura. Non è stata presa in considerazione sulla struttura, in condizioni pre intervento, la spinta del terreno sul lato dell'ingresso principale, poiché grava sulla parete controterra del cavedio; in condizioni post-intervento è stata calcolata ed applicata tale spinta. Trattandosi di edificio esistente, sotto azione sismica sono state sfruttate le riserve dissipative di tutti gli elementi, ad eccezione di alcuni pilastri, chiaramente progettati per soli scopi statici e che per dimensioni, armature, posizione e collegamento all'interno dello schema strutturale, non hanno praticamente alcuna possibilità di resistere ad un'azione sismica orizzontale: nella modellazione post-intervento, tali elementi sono stati dichiarati secondari e dunque incernierati agli estremi (pilastri 4 – 6 - 28 – 35).

Il fabbricato, pur avendo una sagoma rettangolare perfetta, è chiaramente non regolare né in pianta né in elevazione per i seguenti motivi:

- non vi è alcuna simmetria in pianta nella distribuzione dei pilastri
- alcuni pilastri terminano alla II elevazione
- presenza al piano seminterrato tamponature molto più rigide che agli altri piani

- rigidezze di piano piuttosto differenti (pilastri rastremati, calcestruzzi con proprietà differenti, etc.).

Nella modellazione post-intervento, in accordo con quanto previsto al C8A.7.1, ai pilastri incamiciati, è stato assegnato come materiale costituente, il nuovo calcestruzzo utilizzato per l'intervento, poi in sede di verifiche le resistenze sono state adeguatamente ridotte.

Sempre in condizioni post-intervento, il modello adottato per le analisi e le verifiche è stato un modello adattivo, cioè sono stati valutati gli effetti sollecitativi e deformativi dell'azione sismica incrementata di volta in volta di step incrementali del 5% : ad ogni incremento dell'azione sismica è stata inserita una cerniera, sull'elemento interessato, là dove si verificava l'apertura di una cerniera plastica, così da tener conto della progressiva redistribuzione delle sollecitazioni a seguito della plasticizzazione della struttura.

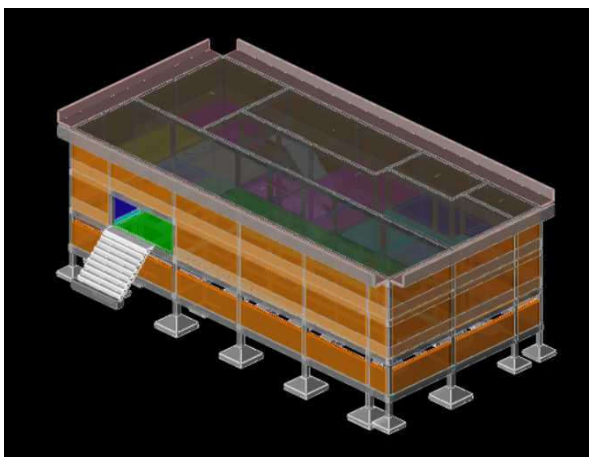


Foto 1: Modello pre-intervento

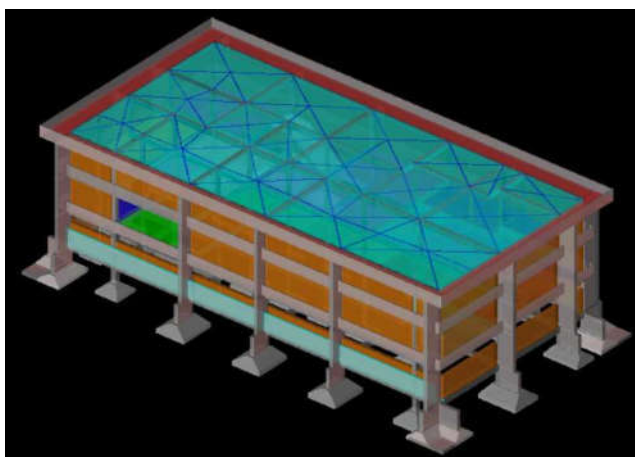


Foto 2: Modello post-intervento

3. AZIONI

3.1. AZIONE DELLA NEVE

Normativa di riferimento:

D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.4

Località: JESI

Provincia: ANCONA

Regione: MARCHE

Coordinate GPS:

Latitudine : 43,52200 N

Longitudine: 13,24500 E

Altitudine s.l.m.: 97,0 m

Zona Neve = I Mediterranea

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} C_e$) = 1,50 kN/mq

Accumuli in corrispondenza di sporgenze:

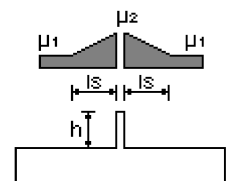
$h = 0,9$ m

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 1,20$ kN/mq

$\mu_2 = 1,80 \Rightarrow Q_2 = 2,70$ kN/mq

$l_s = 5,0$ m

Schema di carico:



3.2. ANALISI DEI CARICHI

In merito ai carichi permanenti dovuti ai divisori interni, trattandosi di edificio esistente, è stato possibile considerarli “compiutamente definiti”, ed il loro carico è stato applicato solamente là dove realmente presente e secondo le reali quantità e dimensioni. Per le loro caratteristiche materiche e dimensioni, ad essi è stato assegnato un peso lineare medio pari a 2,5 KN/m.

Per tale motivo, ad ogni campata di solaio è stato assegnato un differente carico superficiale.

I° solaio (pre e post intervento)

Peso proprio + permanenti portati

Solaio 1		Solaio 2	
solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq	solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,22 KN/mq	Divisori 2,5 KN/m	0,17 KN/mq
TOT	4,86 KN/mq	TOT	4,81 KN/mq
Solaio 3		Solaio 4	
solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq	solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,48 KN/mq	Divisori 2,5 KN/m	1,2 KN/mq
TOT	5,12 KN/mq	TOT	5,84 KN/mq
Solaio 5		Solaio 6	
solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq	solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0 KN/mq	Divisori 2,5 KN/m	0,1 KN/mq
TOT	4,64 KN/mq	TOT	4,74 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria C1 = 3,00 KN/mq

II° solaio (pre e post intervento)

Peso proprio + permanenti portati

Solaio 1

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,48 KN/mq
TOT	5,12 KN/mq

Solaio 2

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,24 KN/mq
TOT	4,88 KN/mq

Solaio 3

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,18 KN/mq
TOT	4,82 KN/mq

Solaio 4

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	1,2 KN/mq
TOT	5,84 KN/mq

Solaio 5

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0 KN/mq
TOT	4,64 KN/mq

Solaio 6

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,22 KN/mq
TOT	4,86 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria C1 = 3,00 KN/mq

Copertura

Peso proprio + permanenti portati

Copertura

Permanenti

solaio latero cemento tipo Varese H= 16 cm	1,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto di pendenza s medio= 6,5 cm	1,17 KN/mq
TOT	3,07 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria H1 = 0,5 KN/mq

Neve Q1= 1,20 KN/mq Neve con accumulo Q2= 2,7 KN/mq

Scale

Peso proprio + permanenti portati

Gk= 2,9 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria C2 = 4 KN/mq

Pianerottolo scale

Peso proprio + permanenti portati

Gk= 1,02 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria C2 = 4 KN/mq

Cornicione

Cornicione

Permanenti

soletta piena in c.a s= 16 cm 4 KN/mq

massetto di pendenza s medio= 6,5 cm 1,17 KN/mq

TOT 5,17 KN/mq

Carichi accidentali

Neve con accumulo Q1= 2,7 KN/mq

Tamponature a cassetta

Permanenti

Faccia vista 1,80 kN/mq

Fodera interna 1,20 kN/mq

Intonaco 0,24 kN/mq

TOT 3,24 KN/mq

Tamponature piene

Permanenti

TOT 5,4 KN/mq

I carichi delle tamponature con presenza di finestre, sono stati ridotti del 50% e del 30% a seconda delle dimensioni delle finestre.

4. PRINCIPALI RISULTATI

Il territorio nazionale è suddiviso in un reticolo di punti, ognuno contrassegnato da un diverso valore del parametro a_g di accelerazione orizzontale massima sul suolo.

Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o [T/T_B + (\eta F_o)^{-1} (1 - T/T_B)]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_C/T)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_C T_D/T^2)$$

In cui

S_e accelerazione spettrale orizzontale;

T periodo di vibrazione;

a_g accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido (vedere allegato per il valore);

S coeff. che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante $F_v = 1.35 F_o (a_g/g)^{0.5}$;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro ad accelerazione costante (vedere allegato per il valore);

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro a velocità costante (vedere allegato per il valore);

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro a spostamento costante (vedere allegato per il valore);

si riportano qui di seguito i parametri di pericolosità sismica:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	45	0.063	2.436	0.286
SLD	Default (63)	75	0.0797	2.5	0.291
SLV	Default (10)	712	0.215	2.473	0.318
SLC	Default (5)	1462	0.2812	2.464	0.33

Categoria del suolo
C - sabbie ed argille medie

SLO

Ss orizzontale SLO

Default (1.50)

Tb orizzontale SLO

s

Default (0.151)

Tc orizzontale SLO

s

Default (0.453)

Td orizzontale SLO

s

Default (1.852)

SLD

Ss orizzontale SLD

Default (1.50)

Tb orizzontale SLD

s

Default (0.153)

Tc orizzontale SLD

s

Default (0.460)

Td orizzontale SLD

s

Default (1.919)

SLV

Ss orizzontale SLV

Default (1.38)

Tb orizzontale SLV

s

Default (0.163)

Tc orizzontale SLV

s

Default (0.488)

Td orizzontale SLV

s

Default (2.460)

SLC

Ss orizzontale SLC

Default (1.28)

Tb orizzontale SLC

s

Default (0.166)

Tc orizzontale SLC

s

Default (0.499)

Td orizzontale SLC

s

Default (2.725)

Verticale

Ss verticale

Default (1.00)

Tb verticale

s

Default (0.050)

Tc verticale

s

Default (0.150)

Td verticale

s

Default (1.000)

Categoria topografica
T1

St
Default (1.00)

Spettro di progetto in accelerazione

Avendo impiegato un'analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q , per l'analisi e la progettazione è stato utilizzato uno spettro di risposta ridotto del fattore di struttura q .

Il modello pre-intervento è stato assimilato ad una struttura “deformabile torsionalmente” e dunque scarsamente dissipativa; per tale modello è stato quindi scelto un fattore di struttura $q=1,5$, mentre il modello post-intervento, ha mostrato un comportamento che può essere assimilato a quello di una struttura a pareti non accoppiate, e dunque è stato scelto un fattore di struttura $q=2,4$. Nei paragrafi successivi verrà effettuata una verifica di idoneità dei valori adottati per i fattori di struttura. Di seguito si riportano gli spettri di progetto:

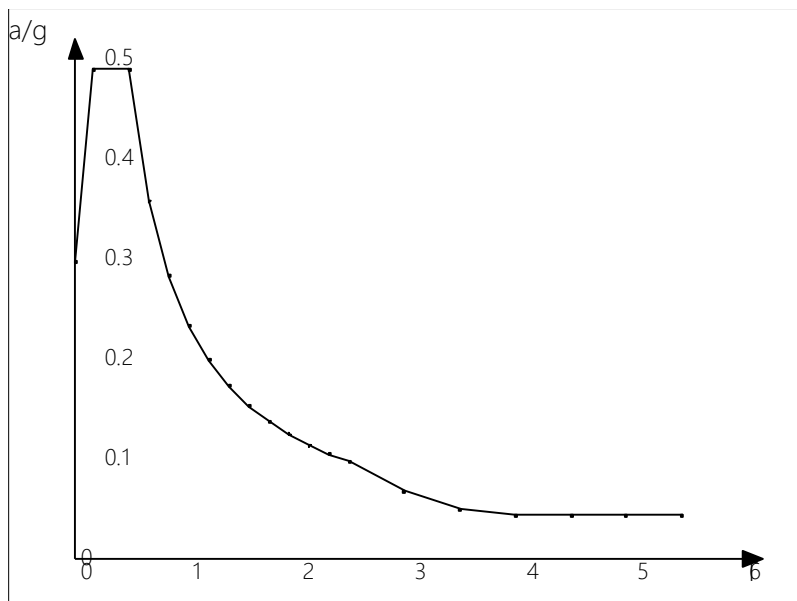
Pre-intervento

Ind.vertice: Indice del valore.

T: Periodo. [s]

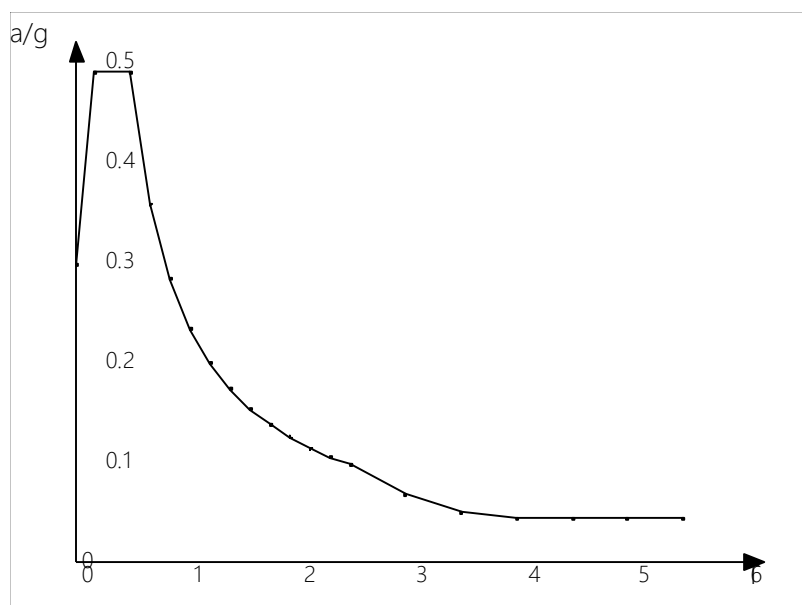
a/g: Accelerazione normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione per l'accelerazione di gravità. Il valore è adimensionale.

Sisma X SLV



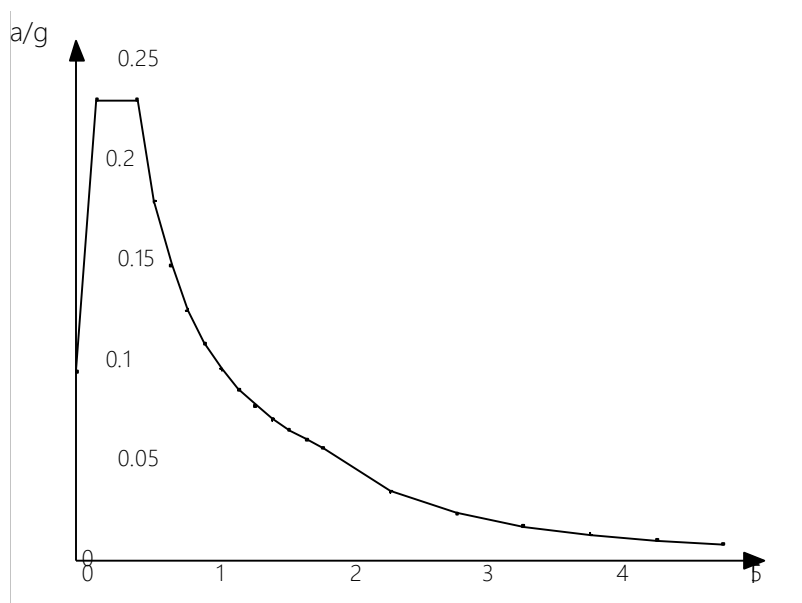
Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.297
2	0.163	0.49
3	0.488	0.49
4	0.667	0.358
5	0.846	0.282
6	1.026	0.233
7	1.205	0.198
8	1.384	0.173
9	1.564	0.153
10	1.743	0.137
11	1.922	0.124
12	2.102	0.114
13	2.281	0.105
14	2.46	0.097
15	2.96	0.067
16	3.46	0.049
17	3.96	0.043
18	4.46	0.043
19	4.96	0.043
20	5.46	0.043

Sisma Y SLV



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.297
2	0.163	0.49
3	0.488	0.49
4	0.667	0.358
5	0.846	0.282
6	1.026	0.233
7	1.205	0.198
8	1.384	0.173
9	1.564	0.153
10	1.743	0.137
11	1.922	0.124
12	2.102	0.114
13	2.281	0.105
14	2.46	0.097
15	2.96	0.067
16	3.46	0.049
17	3.96	0.043
18	4.46	0.043
19	4.96	0.043
20	5.46	0.043

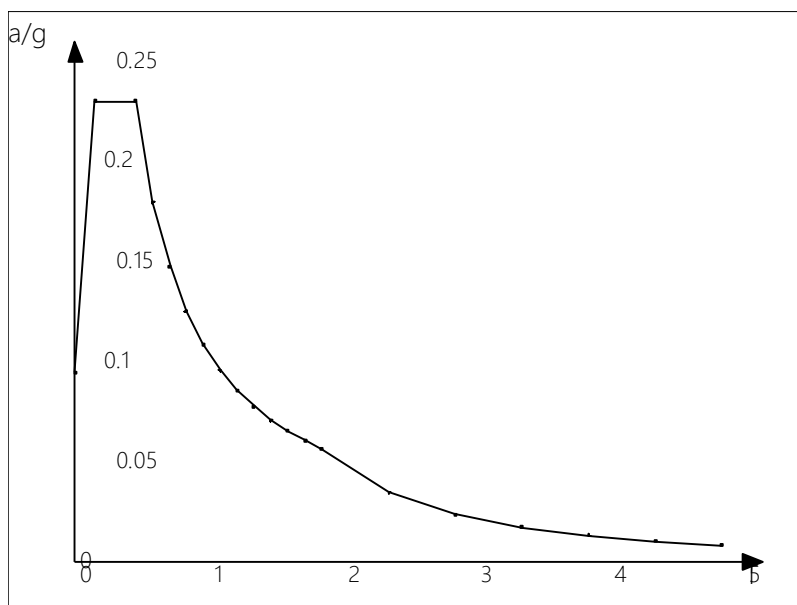
Sisma X SLO



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.095
2	0.151	0.23
3	0.453	0.23

4	0.581	0.18
5	0.708	0.148
6	0.835	0.125
7	0.962	0.109
8	1.089	0.096
9	1.216	0.086
10	1.343	0.078
11	1.471	0.071
12	1.598	0.065
13	1.725	0.061
14	1.852	0.056
15	2.352	0.035
16	2.852	0.024
17	3.352	0.017
18	3.852	0.013
19	4.352	0.01
20	4.852	0.008

Sisma Y SLO



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.095
2	0.151	0.23
3	0.453	0.23
4	0.581	0.18
5	0.708	0.148
6	0.835	0.125
7	0.962	0.109
8	1.089	0.096
9	1.216	0.086
10	1.343	0.078
11	1.471	0.071
12	1.598	0.065
13	1.725	0.061
14	1.852	0.056
15	2.352	0.035
16	2.852	0.024
17	3.352	0.017
18	3.852	0.013
19	4.352	0.01
20	4.852	0.008

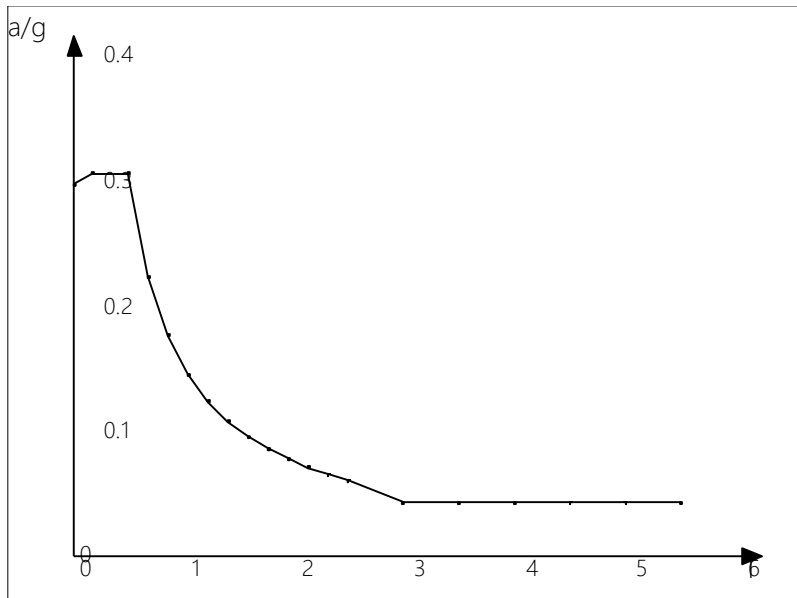
Post-intervento

Ind.vertice: Indice del valore.

T: Periodo. [s]

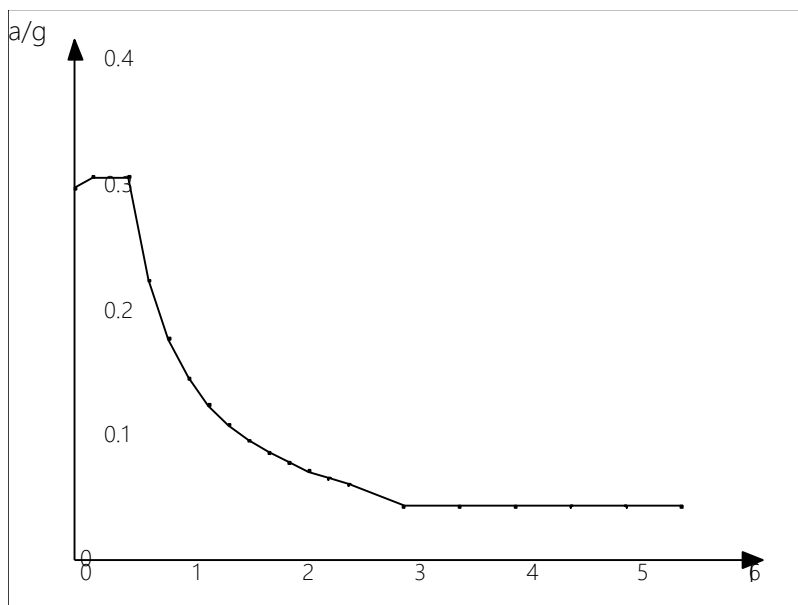
a/g: Accelerazione normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione per l'accelerazione di gravità. Il valore è adimensionale.

Sisma X SLV



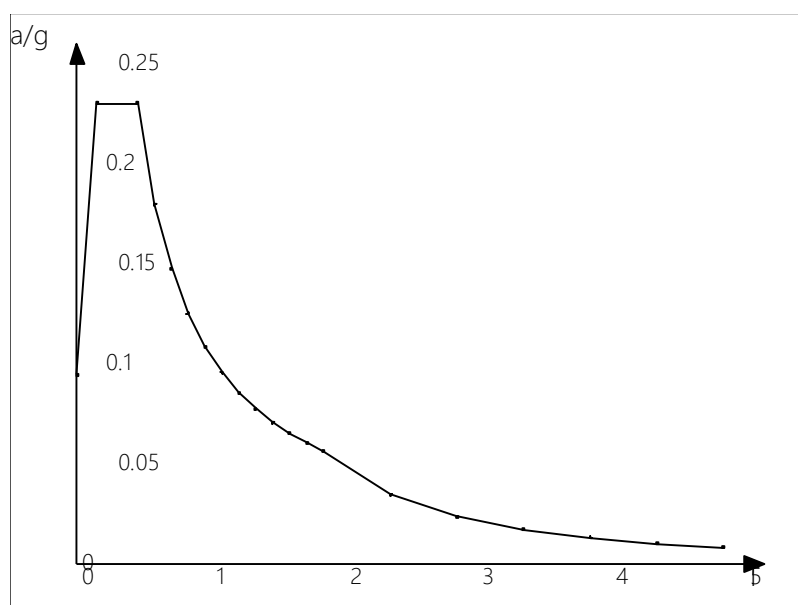
Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.297
2	0.163	0.306
3	0.488	0.306
4	0.667	0.224
5	0.846	0.176
6	1.026	0.146
7	1.205	0.124
8	1.384	0.108
9	1.564	0.095
10	1.743	0.086
11	1.922	0.078
12	2.102	0.071
13	2.281	0.065
14	2.46	0.061
15	2.96	0.043
16	3.46	0.043
17	3.96	0.043
18	4.46	0.043
19	4.96	0.043
20	5.46	0.043

Sisma Y SLV



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.297
2	0.163	0.306
3	0.488	0.306
4	0.667	0.224
5	0.846	0.176
6	1.026	0.146
7	1.205	0.124
8	1.384	0.108
9	1.564	0.095
10	1.743	0.086
11	1.922	0.078
12	2.102	0.071
13	2.281	0.065
14	2.46	0.061
15	2.96	0.043
16	3.46	0.043
17	3.96	0.043
18	4.46	0.043
19	4.96	0.043
20	5.46	0.043

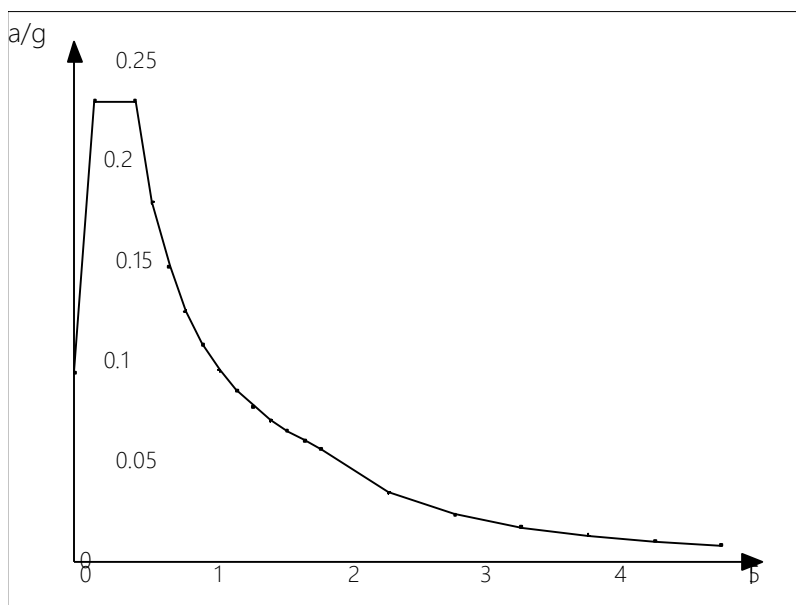
Sisma X SLO



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.095
2	0.151	0.23
3	0.453	0.23

4	0.581	0.18
5	0.708	0.148
6	0.835	0.125
7	0.962	0.109
8	1.089	0.096
9	1.216	0.086
10	1.343	0.078
11	1.471	0.071
12	1.598	0.065
13	1.725	0.061
14	1.852	0.056
15	2.352	0.035
16	2.852	0.024
17	3.352	0.017
18	3.852	0.013
19	4.352	0.01
20	4.852	0.008

Sisma Y SLO



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.095
2	0.151	0.23
3	0.453	0.23
4	0.581	0.18
5	0.708	0.148
6	0.835	0.125
7	0.962	0.109
8	1.089	0.096
9	1.216	0.086
10	1.343	0.078
11	1.471	0.071
12	1.598	0.065
13	1.725	0.061
14	1.852	0.056
15	2.352	0.035
16	2.852	0.024
17	3.352	0.017
18	3.852	0.013
19	4.352	0.01
20	4.852	0.008

Sono state infine applicate le eccentricità accidentali ai centri di massa, come previsto dal § 7.2.6.

4.2. COMBINAZIONI

Le verifiche, secondo quanto disposto al punto 8.3 del DM 14 gennaio 2008, sono condotte nei riguardi dei soli stati limite ultimi. Visto che trattasi di edificio scolastico, sono state ritenute idonee anche le verifiche allo stato limite di operatività. Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi non sismici sono adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma G1 + G1 + \gamma G2 + G2 + \gamma PP + \gamma Q1 + Qk1 + \gamma Q2 \psi 02 Qk2 + \gamma Q3 \psi 03 Qk3 + \dots$$

Per gli stati limite ultimi sismici sono adottate le combinazioni del tipo:

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 Qk1 + \psi 22 Qk2 + \psi 23 Qk3 + \dots$$

in cui:

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo).

G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

P pretensione e precompressione.

Qk1 valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione.

Qki valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1 + G2 + \sum \psi 2j Qkj$$

Per tener conto dell'approfondimento raggiunto nel rilievo geometrico-strutturale, unitamente alle numerose informazioni contenute nella documentazione tecnica e contabile, nonché per tarare i carichi da impiegare con quelli utilizzati nel progetto originale, si è scelto di utilizzare un coefficiente parziali di combinazione dei carichi permanenti γ_G pari a 1,1, in accordo al § 8.5.5 ed al Parere n° 122 del 14/04/2016 del CTS della Regione Emilia Romagna.

Infine, poiché in condizioni post-intervento il fabbricato mostra un comportamento sufficientemente duttile paragonabile ad una classe di duttilità B (bassa), sono state definite delle combinazioni per le verifiche delle fondazioni in condizioni sismiche, denominate SLV fondazioni, dove l'azione del sisma viene amplificata per 1,1.

Famiglia SLU

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Cat.C	Neve	Cat.H1	Delta T
1	1	0	0	0	0	0
2	1	0	0	0	1.5	0
3	1	0	0	0.75	1.5	0
4	1	0	0	1.5	0	0
5	1	0	1.05	0	1.5	0
6	1	0	1.05	0.75	1.5	0
7	1	0	1.05	1.5	0	0
8	1	0	1.5	0	0	0
9	1	0	1.5	0.75	0	0
10	1	1.1	0	0	0	0
11	1	1.1	0	0	1.5	0
12	1	1.1	0	0.75	1.5	0
13	1	1.1	0	1.5	0	0
14	1	1.1	1.05	0	1.5	0
15	1	1.1	1.05	0.75	1.5	0
16	1	1.1	1.05	1.5	0	0
17	1	1.1	1.5	0	0	0
18	1	1.1	1.5	0.75	0	0
19	1.1	0	0	0	0	0
20	1.1	0	0	0	1.5	0
21	1.1	0	0	0.75	1.5	0
22	1.1	0	0	1.5	0	0
23	1.1	0	1.05	0	1.5	0
24	1.1	0	1.05	0.75	1.5	0
25	1.1	0	1.05	1.5	0	0
26	1.1	0	1.5	0	0	0
27	1.1	0	1.5	0.75	0	0
28	1.1	1.1	0	0	0	0
29	1.1	1.1	0	0	1.5	0
30	1.1	1.1	0	0.75	1.5	0
31	1.1	1.1	0	1.5	0	0
32	1.1	1.1	1.05	0	1.5	0
33	1.1	1.1	1.05	0.75	1.5	0
34	1.1	1.1	1.05	1.5	0	0
35	1.1	1.1	1.5	0	0	0
36	1.1	1.1	1.5	0.75	0	0

Famiglia SLO

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Cat.C	Neve	Cat.H1	Delta T	Sisma X SLO	Sisma Y SLO	Sisma Z SLO	Eccentricità Y per sisma X SLO	Eccentricità X per sisma Y SLO
1	1	1	0.6	0	0	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	1	1	0.6	0	0	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	1	1	0.6	0	0	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	1	1	0.6	0	0	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	1	1	0.6	0	0	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	1	1	0.6	0	0	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	1	1	0.6	0	0	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	1	1	0.6	0	0	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	1	1	0.6	0	0	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	1	1	0.6	0	0	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	1	1	0.6	0	0	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	1	1	1	0.6	0	0	1	0.3	0	1	-0.3

Famiglia SLV

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Cat.C	Neve	Cat.H1	Delta T	Sisma X SLV	Sisma Y SLV	Sisma Z SLV	Eccentricità Y per sisma X SLV	Eccentricità X per sisma Y SLV
1	1	1	0.6	0	0	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	1	1	0.6	0	0	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	1	1	0.6	0	0	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	1	1	0.6	0	0	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	1	1	0.6	0	0	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	1	1	0.6	0	0	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	1	1	0.6	0	0	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	1	1	0.6	0	0	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	1	1	0.6	0	0	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	1	1	0.6	0	0	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	1	1	0.6	0	0	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	1	1	1	0.6	0	0	1	0.3	0	1	-0.3

Famiglia SLV fondazioni

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Cat.C	Neve	Cat.H1	Delta T	Sisma X SLV	Sisma Y SLV	Sisma Z SLV	Eccentricità Y per sisma X SLV	Eccentricità X per sisma Y SLV
------	------------------	--------------------	-------	------	--------	---------	-------------	-------------	-------------	--------------------------------	--------------------------------

1	1	1	0.6	0	0	0	-1.1	-0.33	0	-1.1	0.33
2	1	1	0.6	0	0	0	-1.1	-0.33	0	1.1	-0.33
3	1	1	0.6	0	0	0	-1.1	0.33	0	-1.1	0.33
4	1	1	0.6	0	0	0	-1.1	0.33	0	1.1	-0.33
5	1	1	0.6	0	0	0	-0.33	-1.1	0	-0.33	1.1
6	1	1	0.6	0	0	0	-0.33	-1.1	0	0.33	-1.1
7	1	1	0.6	0	0	0	-0.33	1.1	0	-0.33	1.1
8	1	1	0.6	0	0	0	-0.33	1.1	0	0.33	-1.1
9	1	1	0.6	0	0	0	0.33	-1.1	0	-0.33	1.1
10	1	1	0.6	0	0	0	0.33	-1.1	0	0.33	-1.1
11	1	1	0.6	0	0	0	0.33	1.1	0	-0.33	1.1
12	1	1	0.6	0	0	0	0.33	1.1	0	0.33	-1.1
13	1	1	0.6	0	0	0	1.1	-0.33	0	-1.1	0.33
14	1	1	0.6	0	0	0	1.1	-0.33	0	1.1	-0.33
15	1	1	0.6	0	0	0	1.1	0.33	0	-1.1	0.33
16	1	1	0.6	0	0	0	1.1	0.33	0	1.1	-0.33

4. METODO DI ANALISI

In accordo al § C8.7.2.4, è stata impiegata un'analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q . E' stata scelta tale metodologia poiché è risultata non applicabile l'analisi lineare con spettro elastico secondo quanto previsto dal suddetto paragrafo, ed inoltre perché con tale analisi è possibile tener conto della, seppur minima, capacità dissipativa di qualsiasi struttura.

E' possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.

In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti. Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi/meccanismi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi/meccanismi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

4. PRINCIPALI RISULTATI

Per prima cosa sono state valutate le condizioni statiche allo SLU pre-intervento per capire eventuali carenze da correggere repentinamente.

Lo stato di verifica degli elementi risulta essere il seguente:

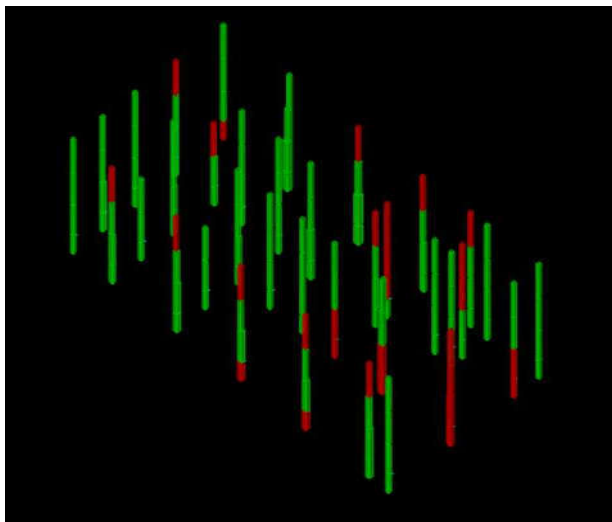


Illustrazione 1: SLU - pilastri

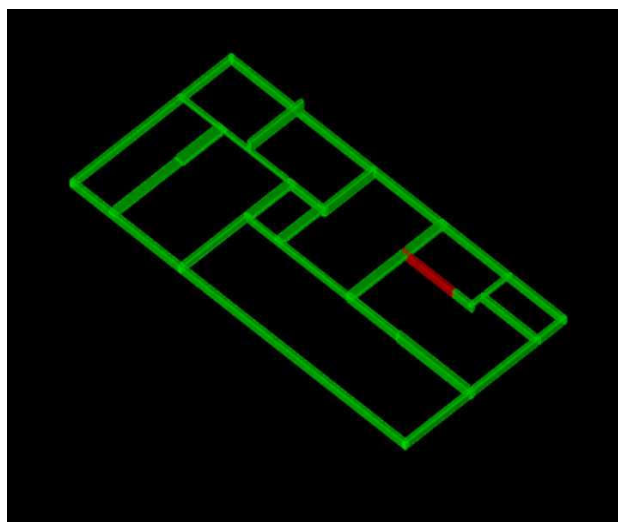


Illustrazione 2: SLU - travi I solaio

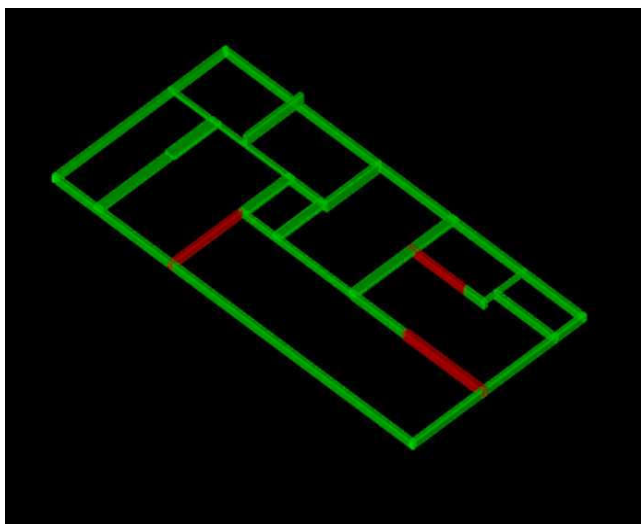


Illustrazione 3: SLU - travi II solaio

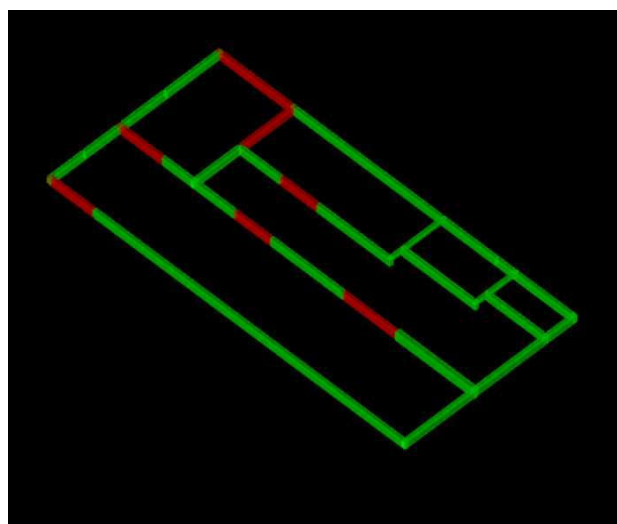


Illustrazione 4: SLU - travi III solaio

Pur essendo diverse le travi non verificate, si tratta di meccanismi di rottura per pressoflessione nelle sezioni sollecitate da momento negativo, nelle sezioni dove sono presenti i ferri piegati e quindi lontano dai nodi, con coefficienti comunque prossimi all'unità. Non si registrano rotture fragili per taglio se non nella trave 25-26 del II solaio: anche in questo caso si tratta di sezioni a filo pilastro con rapporto di verifica prossimo ad 1.

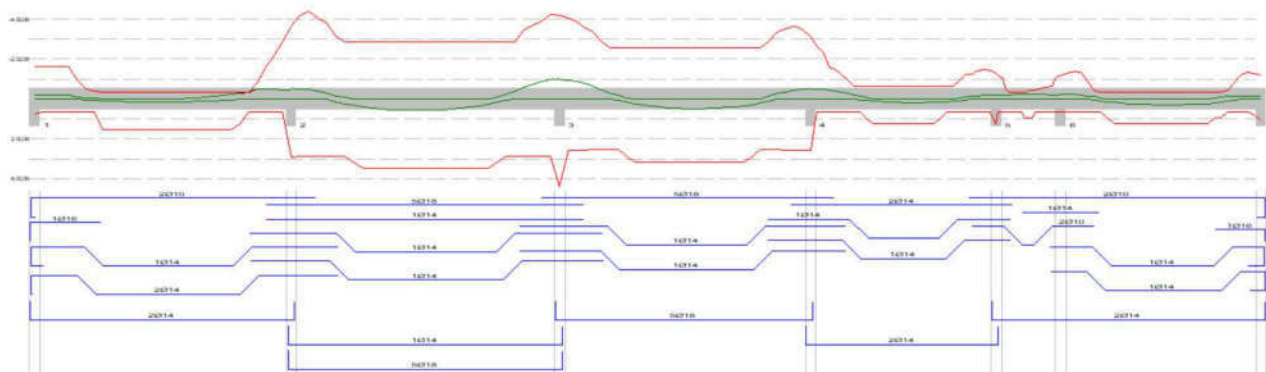


Illustrazione 5: SLU - esempio trave non verificata

Anche per i pilastri si tratta di rotture per pressoflessione, soprattutto nella I e IV elevazione, con coefficienti di sicurezza mediamente vicini all'unità.

Questi elementi non destano comunque particolari preoccupazioni in condizioni statiche, soprattutto in assenza di un quadro lesivo che possa confermare le carenze appena mostrate; vanno sicuramente valutati nell'evolversi della risposta sotto azioni sismiche, poiché ci si aspetta che siano comunque i primi elementi a risultare non adatti ad assorbire l'azione sismica. A soffrire sono soprattutto gli elementi della copertura, poiché risentono dell'eccessiva deformabilità del solaio e del pesante cornicione. In generale, l'intera struttura, anche in condizioni statiche, risulta essere troppo deformabile, con eccessive rotazioni dei nodi e scarsa rigidità flessionale degli elementi, a causa delle scadenti proprietà del calcestruzzo dei pilastri nelle prime elevazioni, delle sezioni ridotte, luci libere delle travi ed interassi pilastri in alcuni casi eccessivi, nonché una distribuzione dei carichi gravitazionali non ottimale.

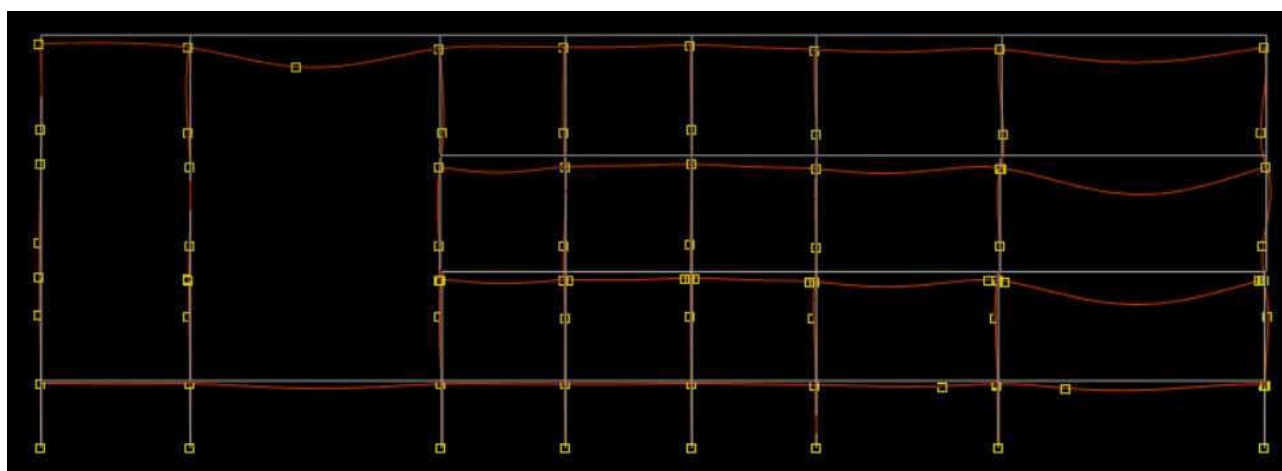


Illustrazione 6: SLU - deformazione telaio 19-26

L'analisi sismica allo SLV e SLO sullo stato attuale ha mostrato un comportamento prevedibile del fabbricato: il modo di vibrare fondamentale della struttura ha una componente torsionale significativa tanto che la struttura può essere definita deformabile torsionalmente ai sensi del punto 4 del § 7.4.3.1:

Quota superiore: Quota superiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota inferiore: Quota inferiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

KUx: Rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale X. [kN/m]

KUy: Rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale Y. [kN/m]

*KRz: Rigidezza relativa alla rotazione attorno l'asse globale Z. [daN*cm/rad]*

L: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale X, dell'edificio. [m]

B: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale Y, dell'edificio. [m]

rx: Radice quadrata del rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale in X dell'interpiano. [m]

ry: Radice quadrata del rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale in Y dell'interpiano. [m]

ls: Radice quadrata di $(L^2+B^2)/12$. [m]

rx/ls: Rapporto rx/ls. Il valore è adimensionale.

ry/ls: Rapporto ry/ls. Il valore è adimensionale.

Quota superiore	Quota inferiore	KUx	KUy	KRz	L	B	rx	ry	ls	rx/ls	ry/ls
L2	L1	982766	652016	1.253E012	35.12	16.88	11.2926	13.8641	11.25	1	1.23
L4	L2	393758	203815	7.124E011	35.12	16.88	13.4509	18.6959	11.25	1.2	1.66
L6	L4	5229	10545	3.755E09	37.92	19.68	8.4745	5.9676	12.33	0.69	0.48

(r/ls minimo = $0,48 < 0,8$).

Inoltre si nota come i telai in corrispondenza dei solai molto estensi, in particolar modo in copertura, tendano a sbandare fuori dal proprio piano, in assenza di una sufficiente rigidezza di piano e di travi di collegamento trasversale.

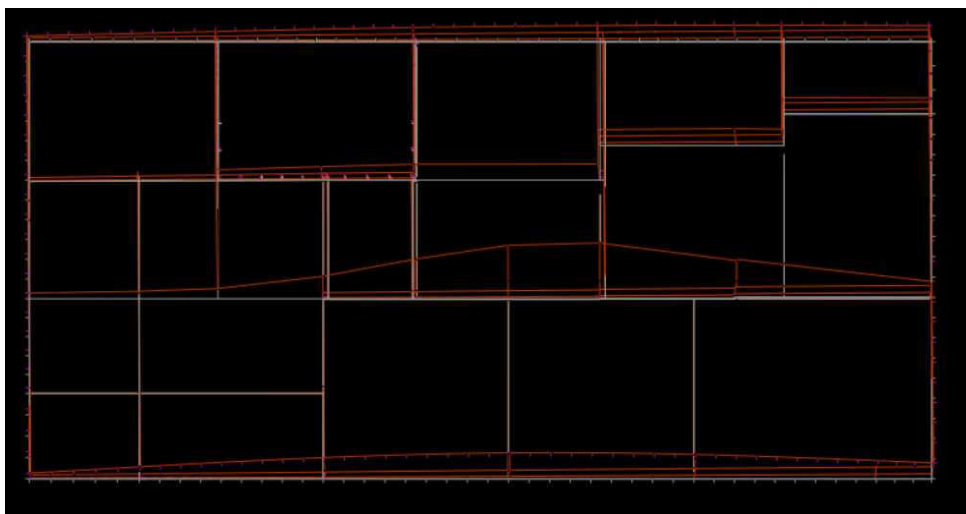


Illustrazione 7: Pianta - modo di vibrare fondamentale

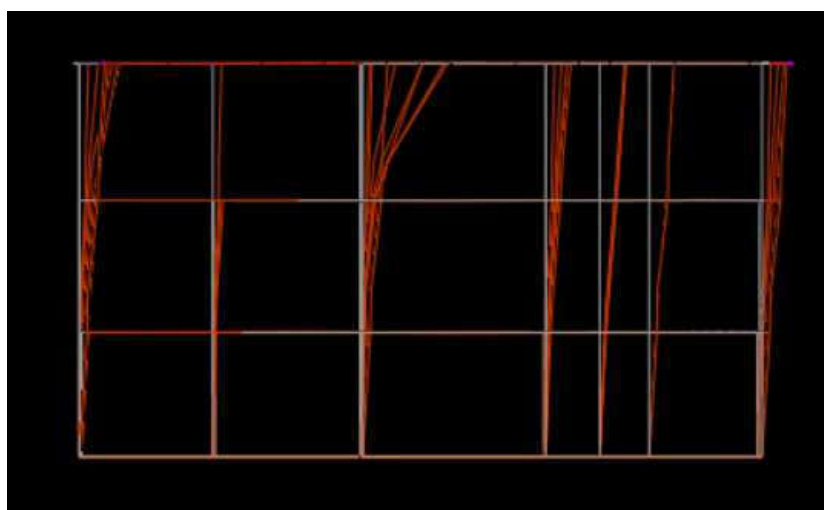


Illustrazione 8: Prospetto - modo di vibrare fondamentale

Guardando alle verifiche allo SLV, notiamo come già al 10% del livello di sicurezza richiesto ad una nuova costruzione, le travi non verificate sono rimaste pressoché le stesse, mentre la quasi totalità dei pilastri già non verifica più, e si registrano diverse rotture di tipo fragile per superamento della resistenza a taglio e a compressione semplice, nemiche della duttilità, soprattutto nella I° elevazione con rischio di formazione di un piano soffice.

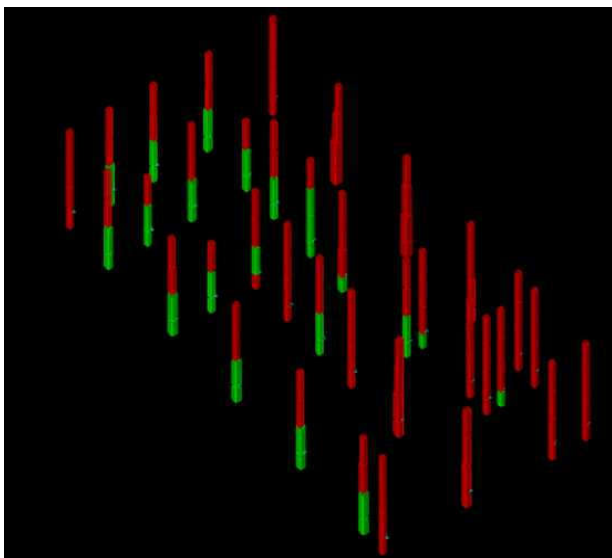


Illustrazione 9: SLV 10% - verifica pilastri

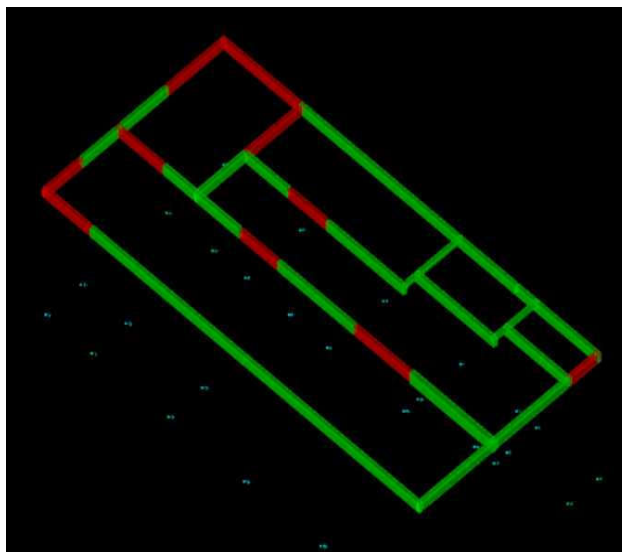


Illustrazione 10: SLV 10% - verifica travi III solaio

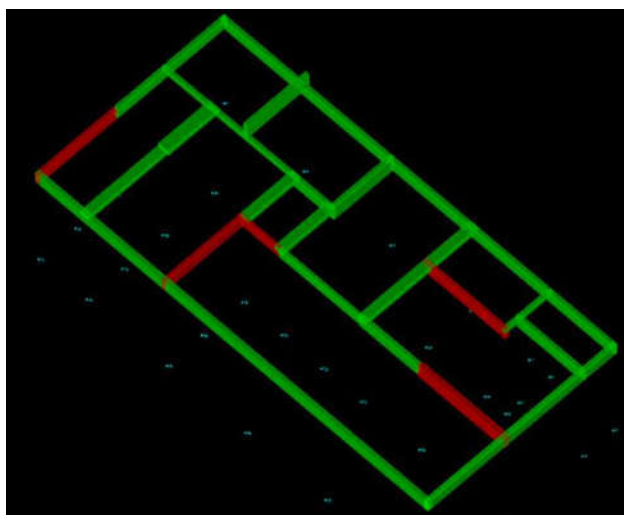


Illustrazione 12: SLV 10% - verifica travi II solaio

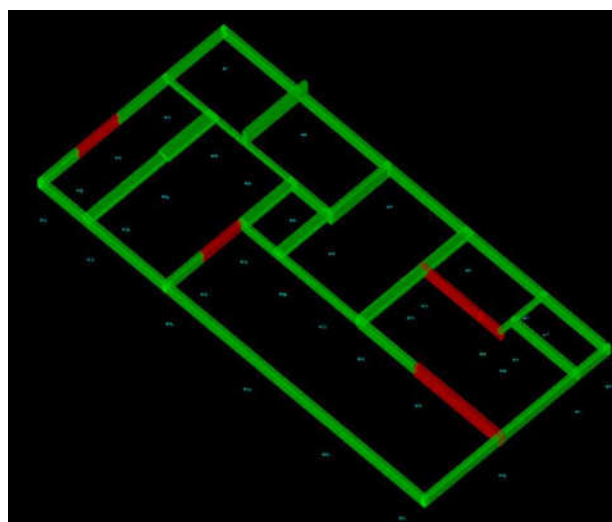


Illustrazione 11: SLV 10% - verifica travi I solaio

Come si può notare le travi non verificate sono rimaste pressoché invariate rispetto alle sole condizioni SLU, mentre gran parte dei pilastri sono già andati in crisi, a testimonianza di una struttura con tipo comportamento “travi forti-pilastri deboli”.

E' evidente che siamo di fronte ad una struttura progettata e massimizzata per resistere ai soli carichi verticali, oltretutto con margini di sicurezza al limite; possono quindi essere già definite le principali vulnerabilità e criticità:

- risposta sismica con deformazione torsionale
- spostamenti di interpiano eccessivi
- elevate deformazioni

- superamento della resistenza a taglio nei pilastri perimetrali della II° elevazione per concentrazione di sollecitazioni taglienti, a causa della presenza di pilastri tozzi in corrispondenza delle finestre a nastro
- superamento della compressione massima nei pilastri della I° e II° elevazione
- diffuse rotture per pressoflessione nelle travi e nei pilastri
- rottura di nodi non confinati soprattutto ai livelli superiori

le cui cause vanno ricercate fra le seguenti carenze strutturali:

- struttura fortemente irregolare
- insufficiente rigidezza di piano
- scarsa rigidezza complessiva
- scarse proprietà meccaniche del calcestruzzo nei pilastri della I° elevazione
- pareti rigide e resistenti con finestre a nastro al piano seminterrato
- armature non adeguate

Dunque, risulta necessaria una serie di interventi che nel complesso modifichino sostanzialmente la risposta sismica della struttura, non solo nei suoi singoli elementi, ma anche globalmente.

Per correggere le carenze riscontrate e ridurre perciò le vulnerabilità, sono stati proposti i seguenti interventi:

- realizzazione di nuove travi in c.a. per migliorare il collegamento trasversale fra i telai principali, così da aumentare la rigidezza di piano (avendo ridotto l'estensione di alcuni solai è ora possibile definirne un comportamento infinitamente rigido secondo §7.2.6) e diminuire la deformabilità complessiva della struttura
- prolungamento dei pilastri 17 – 32 – 33 fino alla copertura per ridurre l'irregolarità in elevazione
- taglio murature al piano seminterrato e realizzazione giunti e sistema antiribaltamento, per evitare la formazione di pilastri tozzi con conseguente concentrazione di taglio sollecitante in corrispondenza delle finestre
- sistema di controventatura metallica in copertura per irrigidire il piano
- Ringrosso mediante incamiciatura parziale di alcuni pilastri, sia perimetrali che interni, per realizzare setti in c.a., allo scopo di aumentare e bilanciare la rigidezza della struttura, diminuendo la deformazione torsionale, nonché quella complessiva, e riducendo gli

spostamenti di interpiano; inoltre verranno così scaricati dalle sollecitazioni sismiche i pilastri ed in parte anche alcune travi esistenti; viene inoltre risolto in tale modo il problema dei nodi non confinati perimetrali

- allargamento fondale dei plinti per il ringrosso dei pilastri perimetrali
- incamiciatura in c.a di alcuni pilastri interni per aumentarne la rigidezza ma soprattutto le prestazioni sia a compressione che a pressoflessione
- rinforzo a pressoflessione e confinamento di alcuni pilastri, soprattutto nella sezione a filo della trave di copertura con impiego di CFRP
- rinforzo a flessione e taglio di alcune travi, soprattutto nelle sezioni d'estremità, mediante applicazione di tessuti in CFRP
- rinforzo di nodi trave-pilastro non confinati con CFRP e placcaggi metallici
- Placcaggio metallico di tutte le travi perimetrali e di alcune travi interne in copertura per coprire i momenti allo SLU e ritardarne l'apertura delle cerniere allo SLV.

Post-Intervento:

In condizioni sismiche si nota immediatamente la variazione significativa di risposta globale della struttura: per prima cosa il fabbricato non mostra più un comportamento deformabile torsionalmente.

Quota superiore: Quota superiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota inferiore: Quota inferiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

KUx: Rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale X. [kN/m]

KUy: Rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale Y. [kN/m]

*KRz: Rigidezza relativa alla rotazione attorno l'asse globale Z. [daN*cm/rad]*

L: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale X, dell'edificio. [m]

B: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale Y, dell'edificio. [m]

rx: Radice quadrata del rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale in X dell'interpiano. [m]

ry: Radice quadrata del rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale in Y dell'interpiano. [m]

ls: Radice quadrata di $(L^2+B^2)/12$. [m]

rx/ls: Rapporto rx/ls. Il valore è adimensionale.

ry/ls: Rapporto ry/ls. Il valore è adimensionale.

Quota superiore	Quota inferiore	KUx	KUy	KRz	L	B	rx	ry	ls	rx/ls	ry/ls
L2	L1	1901996	2194236	5.025E012	35.12	16.88	16.2542	15.1331	11.25	1.45	1.35
L4	L2	685101	882095	2.120E012	35.12	16.88	17.5897	15.5016	11.25	1.56	1.38
L7	L4	522647	637450	1.519E012	37.92	19.68	17.0499	15.4384	12.33	1.38	1.25

Secondo il § 7.3.4.1 il rapporto r/ls minimo = $1,25 > 0,8$.

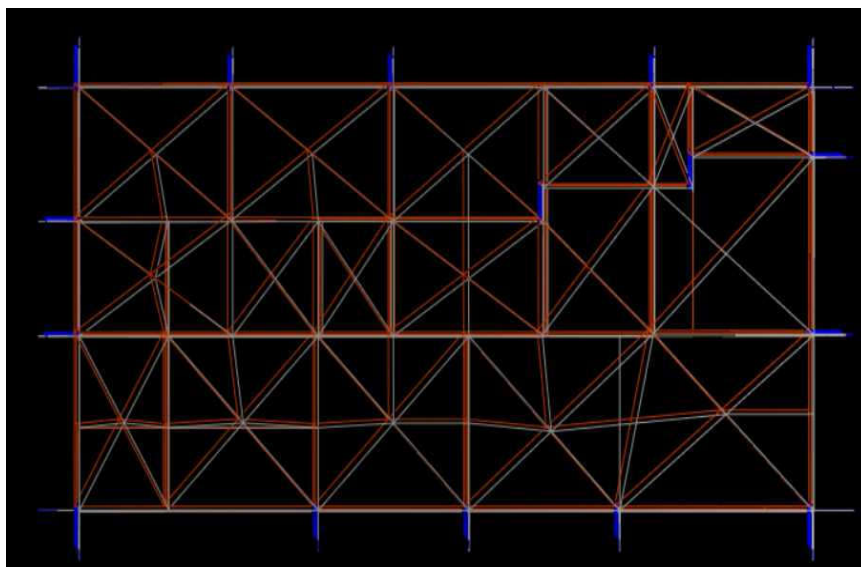


Illustrazione 13: Pianta - modo di vibrare fondamentale

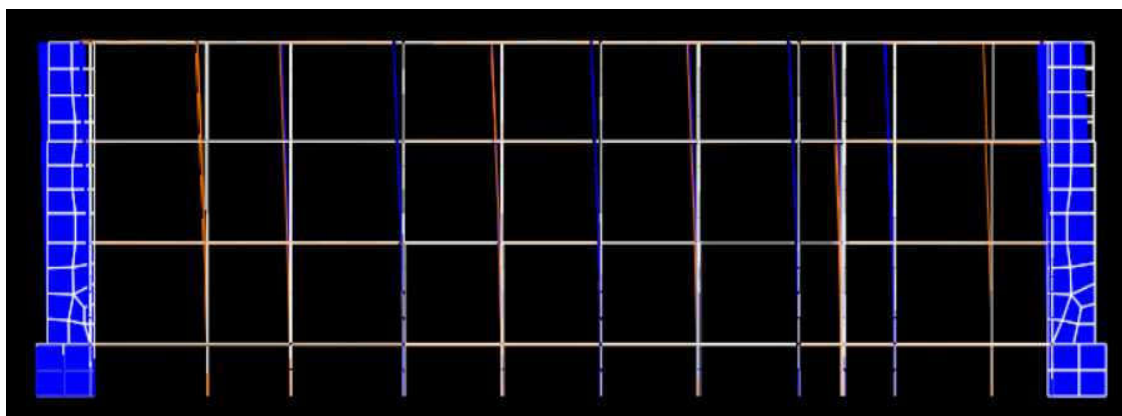


Illustrazione 14: prospetto - modo di vibrare fondamentale

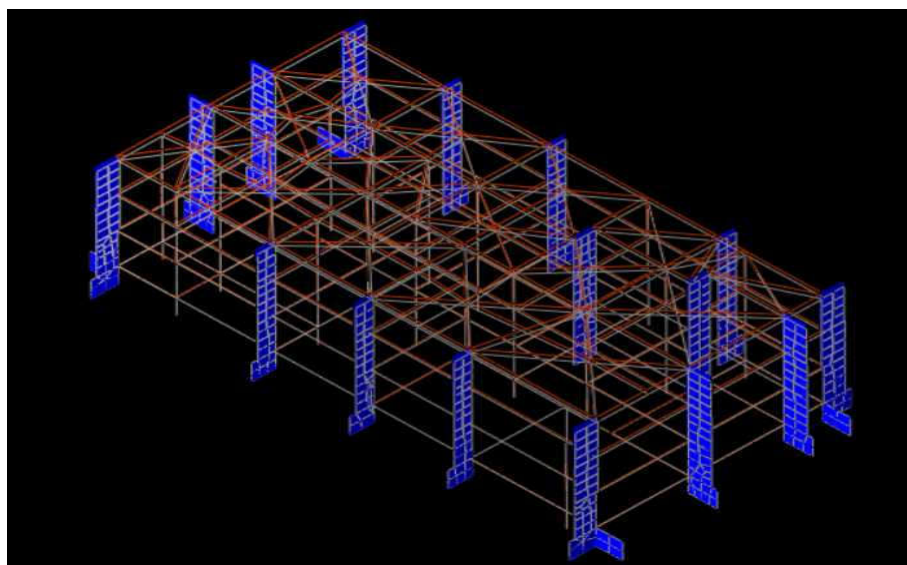


Illustrazione 15: modo di vibrare fondamentale

La deformabilità generale della struttura è diminuita, con forte riduzione degli spostamenti di interpiano e conseguente ridistribuzione, nonché diminuzione, degli stati deformativi e sollecitativi negli elementi strutturali.

Le elevate sollecitazioni taglienti sui pilastri perimetrali ora sono adeguatamente assorbite dai setti realizzati mediante ringrosso dei pilastri.

Complessivamente si è introdotta una risposta all'azione sismica decisamente più duttile come si può notare dalle verifiche, e quindi dall'evoluzione delle cerniere plastiche, della struttura ad ogni incremento di azione sismica:

- Alla soglia del 60% del livello di sicurezza si registra l'apertura delle prime cerniere plastiche per rottura duttile (flessione) su 3 travi del III° solaio (copertura). Non si registrano rotture di tipo fragile, né rotture sui pilastri e sui setti.
- Al 65% del livello di sicurezza la situazione è rimasta pressoché invariata: si annota solamente l'apertura di una cerniera plastica per flessione su una sola trave in più al II° solaio
- Al 70% del livello di sicurezza, si aprono altre due cerniere sempre su travi, una al III° solaio e l'altra al II° solaio
- Al 75% si registra la prima cerniera plastica su di una trave del I° solaio, e le prime cerniere plastiche duttili (pressoflessione) sui pilastri dell'ultima elevazione, nella sezione di estremità a livello del III° solaio
- Al 80% iniziano a diffondersi le plasticizzazioni sulle travi a tutti i livelli, ed anche i pilastri plasticizzati in copertura aumentano, e compare la prima plasticizzazione per pressoflessione ad un pilastro della III° elevazione.
- Al 85% si manifestano le prime rotture fragili con la rottura di alcuni nodi trave-pilastro, nonché la prima rottura duttile nei setti perimetrali
- Al 90% non si hanno nuove cerniere plastiche sulle travi, mentre si diffondono le cerniere plastiche duttili sui pilastri della terza elevazione, e sui setti della seconda e prima elevazione, mentre si hanno nuove rotture fragili ai nodi
- Al 95% progrediscono velocemente le plasticizzazioni per pressoflessione ai setti alla I elevazione ma soprattutto alla II elevazione; aumentano le plasticizzazioni duttili ai pilastri della III e IV elevazione, e compaiono le prime rotture fragili a taglio su un pilastro della IV elevazione, su alcune travi del III solaio e su un setto della I elevazione
- Al 100% ormai sono molto diffuse sia le rotture duttili che quelle fragili, su tutti gli elementi strutturali (travi, pilastri, setti, nodi). Non si verificano invece rotture nei plinti, né di tipo strutturali né di tipo geotecnico.

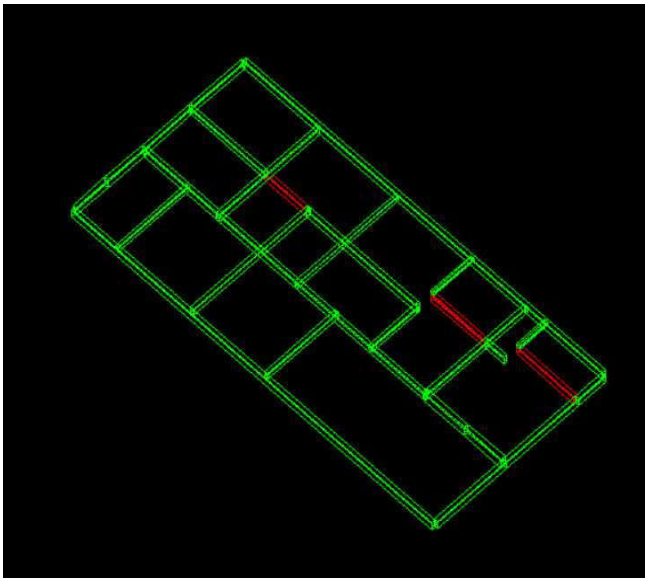


Illustrazione 16: SLV 60% - verifiche travi III° solaio

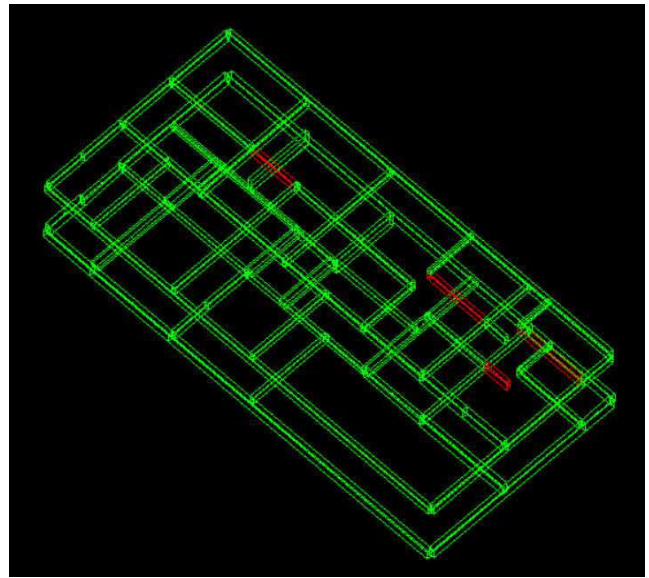


Illustrazione 17: SLV 65% - verifiche travi II° e III° solaio

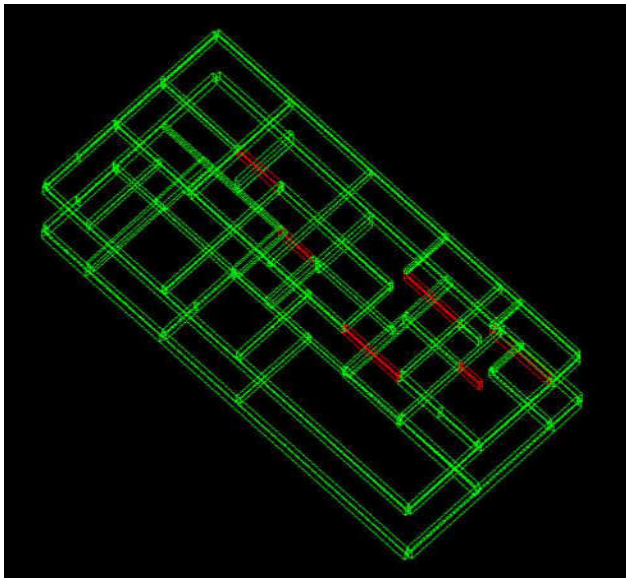


Illustrazione 18: SLV 70% - verifiche travi II° e III° solaio

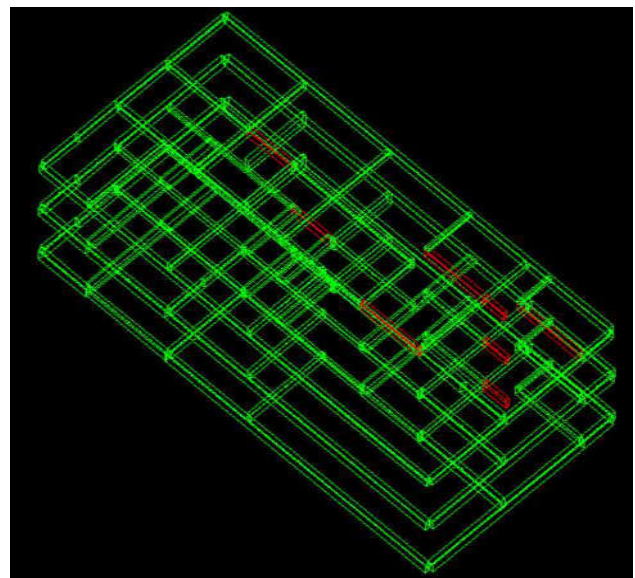


Illustrazione 19: SLV 75% - verifiche travi

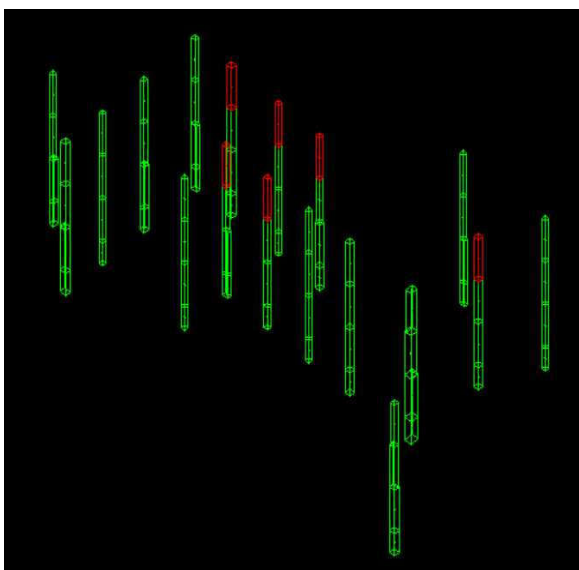


Illustrazione 21: SLV 75% - verifiche pilastri

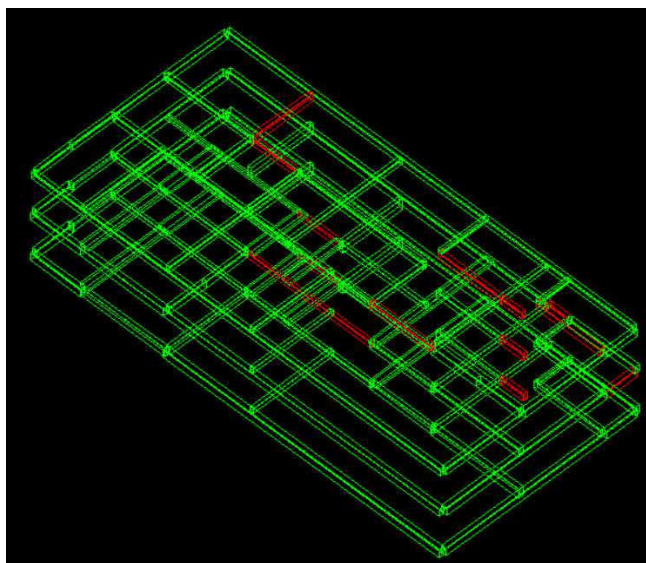


Illustrazione 20: SLV 80% - verifica travi

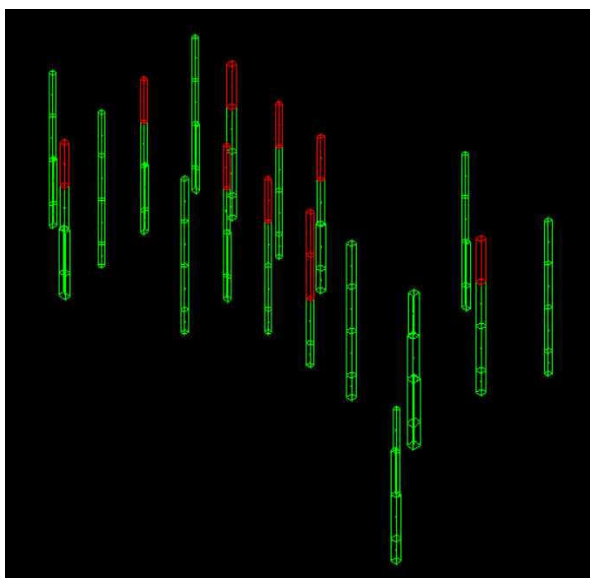


Illustrazione 22: SLV 80% - verifiche pilastri

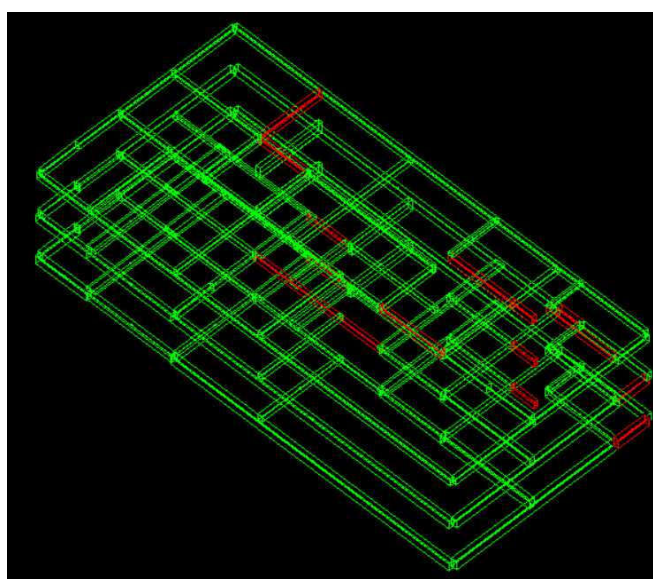


Illustrazione 23: SLV 85% - verifiche travi

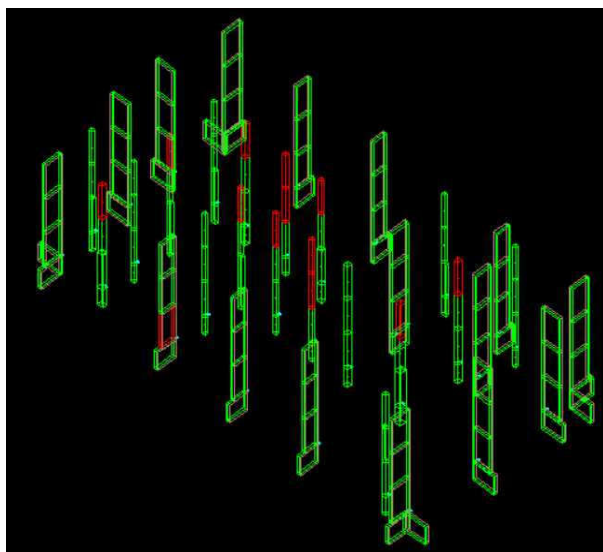


Illustrazione 24: SLV 85% - verifiche pilastri

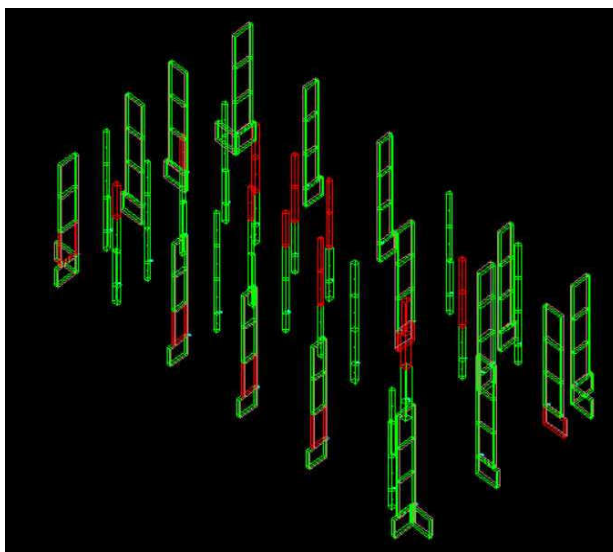


Illustrazione 25: SLV 90% -verifiche pilastri e setti

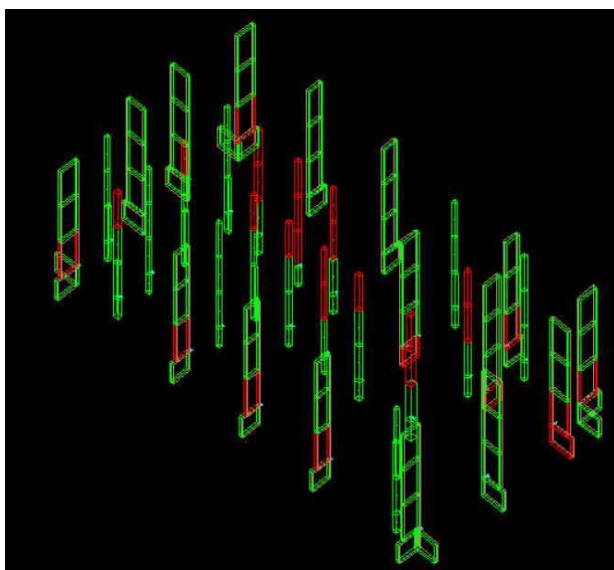


Illustrazione 26: SLV 95% - verifiche pilastri e setti

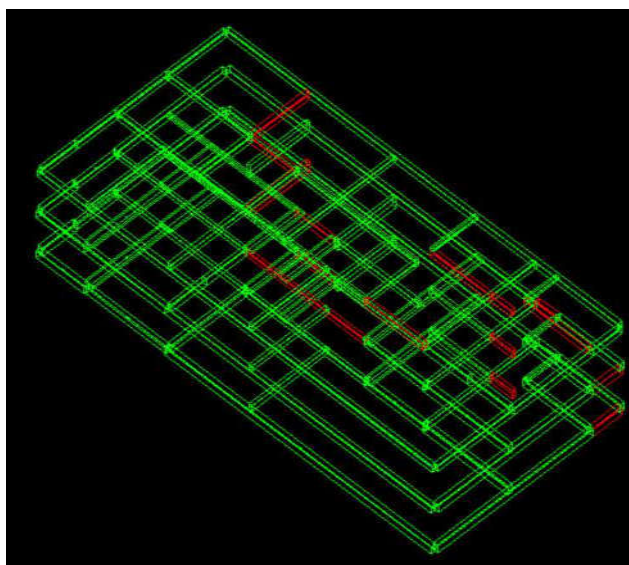


Illustrazione 27: SLV 100% - verifiche travi

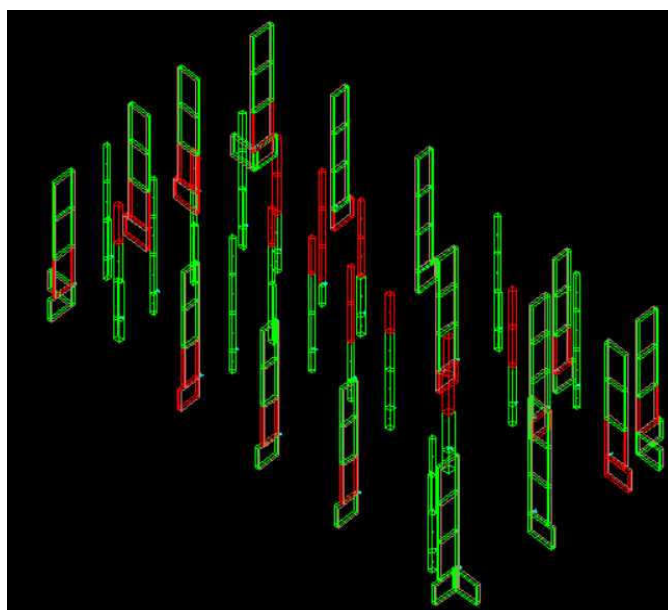


Illustrazione 28: SLV 100% - verifiche pilastri e setti

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	rottura	Travi																
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	8-9	10-11	11-12	16-15	15-14	14-13	16-17	17-18	19-20	20-21	
I SOLAIO	duttili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	0,71	>1	>1	0,79	>1	>1	>1	>1	>1	
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
		21-22	22-23	23-24	24-25	25-26	36-34	34-31	31-30	30-29	29-28	28-27	36-35	35-19	19-18	18-1	34-33	
I SOLAIO	duttili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
		33-20	16-2	31-32	32-21	21-15	22-14	14-3	30-23	24-13	12-4	25-11	11-5	9-6	27-26	26-8	8-7	20-17
I SOLAIO	duttili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
	fragili	>1	0,98	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	0,85	>1

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	rottura	Travi																
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	8-9	10-11	11-12	16-15	15-14	14-13	16-17	17-18	19-20	20-21	
II SOLAIO	duttili	>1	>1	>1	>1	0,78	>1	>1	0,63	>1	>1	0,69	>1	>1	>1	>1	>1	
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
		21-22	22-23	23-24	24-25	25-26	36-34	34-31	31-30	30-29	29-28	28-27	36-35	35-19	19-18	18-1	34-33	
II SOLAIO	duttili	0,79	0,79	0,79	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
		33-20	16-2	31-32	32-21	21-15	22-14	14-3	30-23	24-13	12-4	25-11	11-5	9-6	27-26	26-8	8-7	20-17
II SOLAIO	duttili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	0,79	>1

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	rottura	Travi																
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	8-9	10-11	11-12	16-15	15-14	14-13	16-17	17-18	19-20	20-21	
COP.	duttili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	0,58	0,73	0,57	0,56	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	0,93	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
		21-22	22-23	23-24	24-25	25-26	36-34	34-31	31-30	30-29	29-28	28-27	36-35	35-19	19-18	18-1	34-33	
COP.	duttili	>1	>1	>1	0,69	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
	fragili	>1	>1	>1	0,95	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
		33-20	16-2	31-32	32-21	21-15	22-14	14-3	30-23	24-13	12-4	25-11	11-5	9-6	27-26	26-8	8-7	
COP.	duttili	>1	0,77	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	

LEGENDA

	soglia del 60%
	soglia del 65%
	soglia del 70%
	soglia del 75%
	soglia del 80%
	soglia del 85%
	soglia del 90%
	soglia del 95%
	soglia del 100%

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	meccanismi di rottura	Pilastri															
		4	6	11	14	15	16	17	20	21	22	23	24	25	32	33	35
I Elevazione	duttili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
		28	34														
I Elevazione	duttili	>1	>1														
	fragili	>1	>1														

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	meccanismi di rottura	Pilastri															
		4	6	11	14	15	16	17	20	21	22	23	24	25	32	33	35
II Elevazione	duttili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
		28	34														
II Elevazione	duttili	>1	>1														
	fragili	>1	>1														

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	meccanismi di rottura	Pilastri															
		4	6	11	14	15	16	17	20	21	22	23	24	25	32	33	35
III Elevazione	duttili	>1	>1	0,88	0,95	>1	0,89	>1	>1	>1	>1	0,78	>1	>1	>1	>1	>1
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
		28	34														
III Elevazione	duttili	>1	>1														
	fragili																

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	meccanismi di rottura	Pilastri															
		4	6	11	14	15	16	17	20	21	22	23	24	25	32	33	35
IV Elevazione	duttili	>1	>1	0,75	0,72	0,73	0,75	>1	0,77	0,74	0,72	0,78	0,93	0,84	>1	>1	>1
	fragili	>1	>1	>1	0,93	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
		28	34														
IV Elevazione	duttili	>1	0,78														
	fragili	>1	>1														

LEGENDA

	soglia del 60%
	soglia del 65%
	soglia del 70%
	soglia del 75%
	soglia del 80%
	soglia del 85%
	soglia del 90%
	soglia del 95%
	soglia del 100%

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	meccanismi di rottura	Setti															
		1(v)	1(o)	2	3	5	7(v)	7(o)	8	9-10	12-13	18	19	26	27(v)	27(o)	29
I Elevazione	duttili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	0,87	0,92	0,9	0,98	0,97	>1	>1	>1	>1
	fragili	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	0,95	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
		30	31	36(v)	36(o)												
I Elevazione	duttili	>1	0,97	>1	>1												
	fragili	>1	>1	>1	>1												

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	meccanismi di rottura	Setti															
		1(v)		2	3	5	7(v)		8	9-10	12-13	18	19	26	27(v)		29
II Elevazione	duttili	0,92		0,98	>1	0,95	0,92		0,94	>1	>1	0,98	0,98	>1	>1		0,89
	fragili	>1		0,97	>1	>1	>1		>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1		>1
		30	31	36(v)													
II Elevazione	duttili	0,87	0,84	0,9													
	fragili	>1	>1	>1													

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	meccanismi di rottura	Setti															
		1(v)		2	3	5	7(v)		8	9-10	12-13	18	19	26	27(v)		29
III Elevazione	duttili	>1		>1	>1	>1	>1		>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1		>1
	fragili	>1		>1	>1	>1	>1		>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1		>1
		30	31	36(v)													
III Elevazione	duttili	>1	>1	>1													
	fragili	>1	>1	>1													

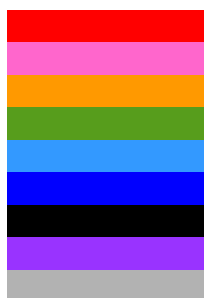
INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	meccanismi di rottura	Setti															
		1(v)		2	3	5	7(v)		8	9-10	12-13	18	19	26	27(v)		29
IV Elevazione	duttili	>1		>1	>1	>1	>1		>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1		>1
	fragili	>1		>1	>1	>1	>1		>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1		>1
		30	31	36(v)													
IV Elevazione	duttili	>1	>1	>1													
	fragili	>1	>1	>1													

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

Quota	NODO										
	14	15	16	20	21	22	23	24	25	34	
COP.	\	0,89	\	>1	\	0,83	0,83	>1	>1	>1	
II SOLAIO	0,89	0,83	>1	\	0,96	0,98	0,97	>1	0,9	>1	
I SOLAIO	>1	0,93	>1	\	>1	>1	>1	>1	0,98	>1	

LEGENDA



soglia del 60%
soglia del 65%
soglia del 70%
soglia del 75%
soglia del 80%
soglia del 85%
soglia del 90%
soglia del 95%
soglia del 100%

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (PGA/PGA_{rif})

meccanismi di rottura	PLINTI								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9-10
DUTTILE	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
FRAGILE	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
SCORRIM.	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
PORTANZA	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	1	>1
meccanismi di rottura	PLINTI								
	11	12-13	14	15	16	17	18	19	20
DUTTILE	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
FRAGILE	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
SCORRIM.	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
PORTANZA	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
meccanismi di rottura	PLINTI								
	21	22	23	24	25	26	27	28	29
DUTTILE	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
FRAGILE	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
SCORRIM.	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
PORTANZA	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1
meccanismi di rottura	PLINTI								
	30	31	32	33	34	35	36		
DUTTILE	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1		
FRAGILE	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1		
SCORRIM.	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1		
PORTANZA	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1		

LEGENDA



5. VERIFICHE

5.1. VERIFICHE GLOBALI

E' stata condotta un'analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q , analizzando 25 modi di vibrare: sono stati presi in considerazione solo quelli aventi massa partecipante superiore al 5%, raggiungendo una massa complessiva eccitata del 99% in direzione X e 98,9% in Y.

Sono stati trascurati gli effetti del II° ordine poiché la verifica al § 7.3.1 è stata rispettata essendo $\theta = 0,02 < 0,1$.

Anche la verifica allo SLO in condizioni post-intervento è stata soddisfatta avendo uno spostamento d'interpiano pari a $0,002 < 0,00333$, contro lo $0,0144 > 0,00333$ dello stato pre-intervento.

Il fattore $q = 1,5$ per la condizione pre-intervento è ritenuto idoneo poiché il fabbricato mostra un comportamento sismico torsionalmente deformabile, con rottura anticipata dei pilastri, ancor prima di molte travi, della I° elevazione per superamento della resistenza a compressione, nonché rottura fragile dei pilastri tozzi in corrispondenza delle finestre a nastro della I° elevazione: dunque si tratta di un comportamento assolutamente privo di duttilità quindi è stato assegnato il fattore di struttura minimo previsto in caso di tale analisi.

Il fattore di struttura $q = 2,4$ per le condizioni post-intervento è ritenuto idoneo poiché dal controllo della distribuzione dei tagli di piano sui vari elementi emerge che il taglio minimo alla base dei pilastri a quota fondazioni è il 2,9% (SLV7) e quello alla base dei setti è 93,9% (SLV1) pertanto la struttura, a tale quota, può essere assimilata ad una “struttura a pareti”, mentre ai livelli superiori è qualificabile come “struttura mista equivalente a pareti”, con tagli minimi alla base dei setti uguali al 62,1% (SLV4) e alla base dei pilastri pari a 29,7% (SLV7) alla IV elevazione; inoltre, come si può notare dall'evoluzione delle cerniere plastiche, i primi elementi che vanno a rottura sono soprattutto le travi di copertura e a seguire i pilastri della IV° elevazione nelle sezioni di estremità a livello della copertura, dopodiché in ordine, travi e pilastri dei livelli sottostanti, e solo ad uno stato avanzato anche i setti; la componente torsionale della risposta sismica è stata corretta ed analizzando la rottura dei singoli elementi si può notare che trattasi soprattutto di rotture duttili a pressoflessione e nelle travi la formazione delle cerniere plastiche avviene generalmente lontana dai nodi, nelle sezioni dove sono presenti i ferri di armatura piegati. Pertanto un tale comportamento mostra una certa duttilità, con un minimo di gerarchie di resistenze, e soprattutto mostra come l'azione sismica venga assorbita sostanzialmente dai setti in c.a.

5.2. VERIFICHE LOCALI

Rinforzo flessionale travi in CFRP

Trave 31-32 II solaio

Flessione **Taglio** **Confinamento**

☐ CA ☒ FRP M_{Ed} ☒ ANCORAGGIO EP

Parametri di Progetto Commenti

Geometria

Rettangolare

w_f [mm] h_f [mm]

300 550

a [mm]

l [mm]

Rinforzo FRP

Laminato

CFK 150/2000

w_f [mm] 300

n_f 1

t_f [mm] 1.4

E_f [MPa] 160000.0

ε_{fk} 0.0156

$\gamma_{f,d}$ 1.35

γ_f 1.10

η_a 0.95

FC 1.00

Carico distribuito

CNR-DT 200 R1/2013

k_b 1.000

Γ_{FR} [N/mm] 0.303

l_e [mm] 191.1

f_{fd} [MPa] 194.84

$f_{fd,2}$ [MPa] 400.39

ε_{fd} [MPa] 0.00250

ε_{rd} 0.00250

Sezione

Rinforzo Acciaio

N° strati di barre 4

n_k	ϕ_k	d_k	A_k
2	10	30	157
1	10	30	79
2	10	30	157
2	14	520	308

f_{yk} [MPa] 432

E_s [MPa] 200000

γ_s 1

Calcestruzzo

f_{ck} [MPa] 21.16

γ_c 1

Risultati

x [mm] 0.0

σ_c [MPa] 0.00

σ_s [MPa] 0.00

ε_f 0.00000

M_{Rd} [kNm] -85.55

$M_{Rd,s}$ [kNm] -143.27

$M_{Rd,s}/M_{Rd}$ 67.47%

Carico Applicato

Momento Agente

M_0 [kNm] -28

M_{Ed} [kNm] -111

Campo 2: collasso per schiacciamento del calcestruzzo.

Rinforzo a taglio travi in CFRP

Trave 11-10 II solaio

Flessione		Taglio		Confinamento													
<input type="radio"/> CA <input checked="" type="radio"/> FRP <input type="radio"/> U - Wrap																	
Parametri di Progetto																	
Commenti																	
Geometria		Rinforzo FRP		Calcestruzzo													
Rettangolare w_f [mm] h_f [mm] 300 550 r_c [mm] 10		C-Sheet 240/300 info Rinforzo continuo n_f 2 β [°] 90 t_f [mm] 0.165 E_f [MPa] 240000.0 ε_{fk} 0.0142 $\gamma_{f,d}$ 1.35 γ_f 1.10 γ_{Rd} 1.20 η_a 0.95 FC 1.00 Carico distribuito		f_{ck} [MPa] 21.23 γ_c 1.50 θ_c [°] 22 CNR-DT 200 R1/2013 k_b 1.000 Γ_{Fk} [N/mm] 0.303 l_k [mm] 113.5 f_{fd} [MPa] 695.89 $f_{fd,2}$ [MPa] 1011.19 ε_{fd} 0.00421													
Rinforzo Acciaio				Risultati													
N° strati di barre 2 <table border="1"> <thead> <tr> <th>n_k</th> <th>ϕ_k [mm]</th> <th>d_k</th> <th>A_k</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>157</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>14</td> <td>500</td> <td>308</td> </tr> </tbody> </table> A_{sw} [mm ²] 57 α [°] 90 s [mm] 200 f_{yk} [MPa] 454 E_s [MPa] 200000 γ_s 1.15		n_k	ϕ_k [mm]	d_k	A_k	2	10	20	157	2	14	500	308			f_{fed} [MPa] 637.38 $V_{Rd,u}$ [kN] 125.32 $V_{Rd,f}$ [kN] 390.45 V_{Rd} [kN] 515.77 $V_{Rd}/V_{Rd,u}$ 311.57%	
n_k	ϕ_k [mm]	d_k	A_k														
2	10	20	157														
2	14	500	308														
Sezione																	
Forza Normale Applicata																	
N_{ed} [kN] 0																	

Rinforzo flessionale+confinamento pilastri in CFRP

Pilastro 20 IV elevazione

Flessione		Taglio		Confinamento													
<input type="radio"/> CA <input checked="" type="radio"/> FRP		Parametri di Progetto		Commenti													
Geometria Rettangolare b [mm] h [mm] 300 300 r _c [mm] 3		Rinforzo FRP C-Sheet 240/300 info Rinforzo continuo n _f 3 α _f [°] 0 t _f [mm] 0.165 E _f [MPa] 240000.0 ε _{fk} 0.0142 γ _f 1.10 γ _{Rd} 1.10 η _a 0.95		Calcestruzzo f _{ck} [MPa] 21.64 γ _c 1 CNR-DT 200 R1/2013 k _{eff} 0.360 f _{l,eff} [MPa] 1.14 ε _{fd,rid} 0.0040 f _{ccd} [MPa] 25.88 Risultati N _{Rd} [kN] 1844.43 N _{Rcc,d} [kN] 2303.45 N _{Rcc,d} /N _{Rd} 24.89% ε _{ccu} 0.0089 ε _{ccu} /ε _{cu} 155.68%		Sezione 											
Rinforzo Acciaio N° strati di barre 2 <table border="1"> <thead> <tr> <th>n_k</th> <th>φ_k</th> <th>d_k</th> <th>A_k</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>14</td> <td>30</td> <td>308</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>14</td> <td>270</td> <td>308</td> </tr> </tbody> </table> f _{yk} [MPa] 325.4 E _s [MPa] 210000 γ _s 1		n _k	φ _k	d _k	A _k	2	14	30	308	2	14	270	308				
n _k	φ _k	d _k	A _k														
2	14	30	308														
2	14	270	308														

Flessione		Taglio		Confinamento													
<input type="radio"/> CA <input checked="" type="radio"/> FRP <input type="radio"/> M _{Ed} ⁺		Parametri di Progetto		Commenti													
Geometria Rettangolare w _f [mm] h _f [mm] 300 300 a [mm] l [mm]		Rinforzo FRP Laminato info CFK 150/2000 w _f [mm] 300 n _f 1 t _f [mm] 1.4 E _f [MPa] 160000.0 ε _{fk} 0.0156 γ _{f,d} 1.35 γ _f 1.10 η _a 0.95 FC 1.00 Carico distribuito		CNR-DT 200 R1/2013 k _b 1.000 Γ _{Fk} [N/mm] 0.349 l _e [mm] 178.0 f _{fd} [MPa] 209.19 f _{fd,2} [MPa] 429.88 ε _{fd} [MPa] 0.00269 ε _{fd} 0.00269 Risultati x [mm] 74.2 σ _c [MPa] -18.45 σ _s [MPa] -149.76 ε _f 0.00269 M _{Rd} [kNm] 26.71 M _{Rd,s} [kNm] 73.80 M _{Rd,s} /M _{Rd} 176.33%		Sezione 											
Rinforzo Acciaio N° strati di barre 2 <table border="1"> <thead> <tr> <th>n_k</th> <th>φ_k</th> <th>d_k</th> <th>A_k</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>14</td> <td>30</td> <td>308</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>14</td> <td>270</td> <td>308</td> </tr> </tbody> </table> f _{yk} [MPa] 325.4 E _s [MPa] 210000 γ _s 1		n _k	φ _k	d _k	A _k	2	14	30	308	2	14	270	308	Calcestruzzo f _{ck} [MPa] 25.88 γ _c 1		Carico Applicato 	
n _k	φ _k	d _k	A _k														
2	14	30	308														
2	14	270	308														
				Momento Agente M ₀ [kNm] 15 M _{Ed} [kNm] 79.74													

Campo 1: collasso per distacco intermedio

Placcaggio metallico travi

Ipotesi:

- perfetta aderenza fra piatti metallici e supporto esistente in cls ($\epsilon_{cls} = \epsilon_{acc.}$)
- trasferimento delle tensioni tangenziali attraverso gli ancoraggi metallici (a vantaggio di sicurezza)
- Ancoraggi metallici assimilabili ai connettori nelle sezioni composte cls-acciaio

Sotto tali ipotesi, considerando trascurabile la variazione di rigidezza flessionale della sezione della trave rinforzata (modeste dimensioni e quindi modesti momenti d'inerzia dei piatti metallici), è possibile assimilare i piatti metallici dei rinforzi a delle barre di armatura equivalente:

§4.2.4.1.2 Resistenza a trazione placcaggi metallici travi

(Piastra 110x10) (2 Piatti 110x5) Acciaio S355

$$N_{pl,Rd} = 371,90 \text{ KN} \quad (4.2.7)$$

$$N_{u,Rd} = 341,50 \text{ KN} \quad (4.2.8)$$

Barre equivalenti

$$A_{s,eq.} = 341,5 \times 1000 / 432 = 790,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,eq., Rd} = 0,9 \times 790,5 = 711,45 \text{ mm}^2$$

(a vantaggio di sicurezza)

§4.3.4.3.1.2 Resistenza allo scorrimento connettori

resistenza a rottura acciaio connettore	$f_t =$	800 N/mm ²	(classe 8.8)
diametro efficace connettore	$d =$	14,14 mm	(M16)
coefficiente parziale di sicurezza connettori	$\gamma_v =$	1,25	
Modulo elastico calcestruzzo	$E_c =$	26220 N/mm ²	
resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	17,95 N/mm ²	
altezza connettore	$h_{sc} =$	300 mm	
	$\alpha =$	1	
Resistenza lato acciaio	$P_{Rd,a} =$	80,40	
Resistenza lato cls	$P_{rd,c} =$	31,82	

Titolo : Trave 19-20 III solaio (pre-intervento)

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	55

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	3
2	1,57	52

Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="-86,37"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

esistente

esistente

ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="432"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="210.000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="17,95"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="2,057"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="7,658"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="432"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0,4884"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1,589"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

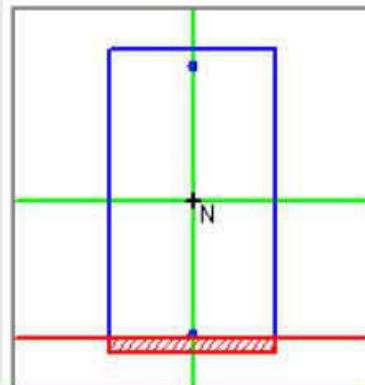
d cm

x x/d

δ

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

Dominio M-N

o cm

Col. modello

☐ Precompresso

Titolo : Trave 19-20 III solaio (post-intervento)

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	55

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	3
2	1,57	52
3	7,1	22
4	7,1	49

Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="-86,37"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm]

xN

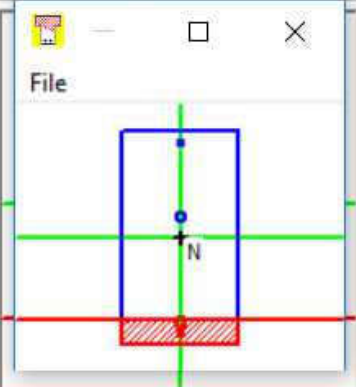
yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

Dominio M-N

L₀ cm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

esistente

esistente

ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="432"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/>
E _s	<input type="text" value="210.000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="17,95"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="2,057"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="7,658"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="432"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0,4884"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1,589"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

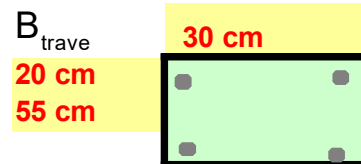
x x/d

δ

Placcaggio in CFRP nodi

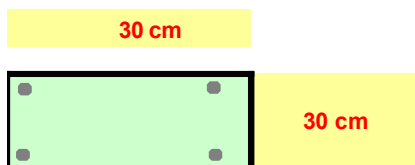
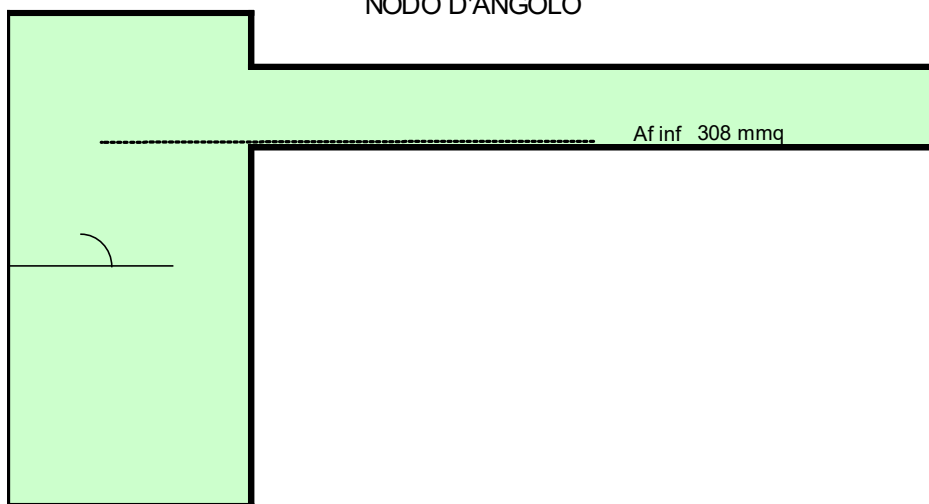
Nodo pilastro 15 II solaio – nodo esterno

GEOMETRIA	
Base pilastro	300 mm
Larghezza pilastro	300 mm
Copriferro Pilastro	20 mm
Base Trave	300 mm
Altezza Trave	550 mm
Copriferro Trave	20 mm
Area Trave	165000 mm ²
Altezza Solaio	200 mm
Acciaio f_{ym}	432 MPa
Cls f_{cm}	18,05 MPa
Modulo E cls	26264 Mpa
Raggio di curvatura	3 mm
Fattore di confidenza	1,00
Esposizione	Interna



N pilastro	33 kN
------------	-------

NODO D'ANGOLO



Valutazione dell'incremento della resistenza a taglio del pannello di nodo		
E_f	230000	MPa
ε_{fd}	0,004	
t_f	0,212	mm
A_{inf}	308	mmq
Armatura inferiore presente nella trave		
Incr. Res. Taglio	258,95	kN
	>	157,07 kN (Sollecitazione)

Placcaggio metallico nodo

Pilastro 20 – cop.

esterno

Af,if=	402,00 mmq	
fym=	432,00 N/mm ²	
fcm=	17,95 N/mm ²	
FC=	1,00	
b=	300,00 mm	
h=	300,00 mm	
Nrd=	1615,50 KN	
Ned=	77,00 KN	
vd=	0,05	
Ved=	200,45 KN	(7.4.12)

Piatto metallico

s=	10,00 mm	
L,eff=	172,00 mm	
Ash=	1720,00 mmq	
fyw d=	355/1,05= 338,10 N/mm ²	
Vrd=	Ash*fyw d= 581,52 KN	(7.4.12)

Vrd/Ved= 2,90

interno

Af,if=	1175,00 mmq	
Af,s=	1068,00 mmq	
fym=	432,00 N/mm ²	
fcm=	17,95 N/mm ²	
FC=	1,00	
b=	300 mm	
h=	300 mm	
Nrd=	1615,50 KN	
Ned=	77,00 KN	
vd=	0,05	
Ved=	1118,43 KN	(7.4.11)

Piatto metallico

s=	10,00 mm	
L,eff=	382,00 mm	
Ash=	3820,00 mmq	
fyw d=	355/1,05= 338,10 N/mm ²	
Vrd=	Ash*fyw d= 1291,52 KN	(7.4.11)

Vrd/Ved= 1,15

Incamicatura in c.a.

Ipotesi (C8A.7.1):

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

$$\text{resistenza a taglio: } V_{Rd} = 0,9 V_R \quad (\text{C8A.7.1})$$

$$\text{resistenza a flessione: } M_{Rd} = 0,9 M_y \quad (\text{C8A.7.2})$$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno: a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di $V_{\sim R}$, divisa anche per il coefficiente parziale; b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo.

La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (C8.7.2.5).

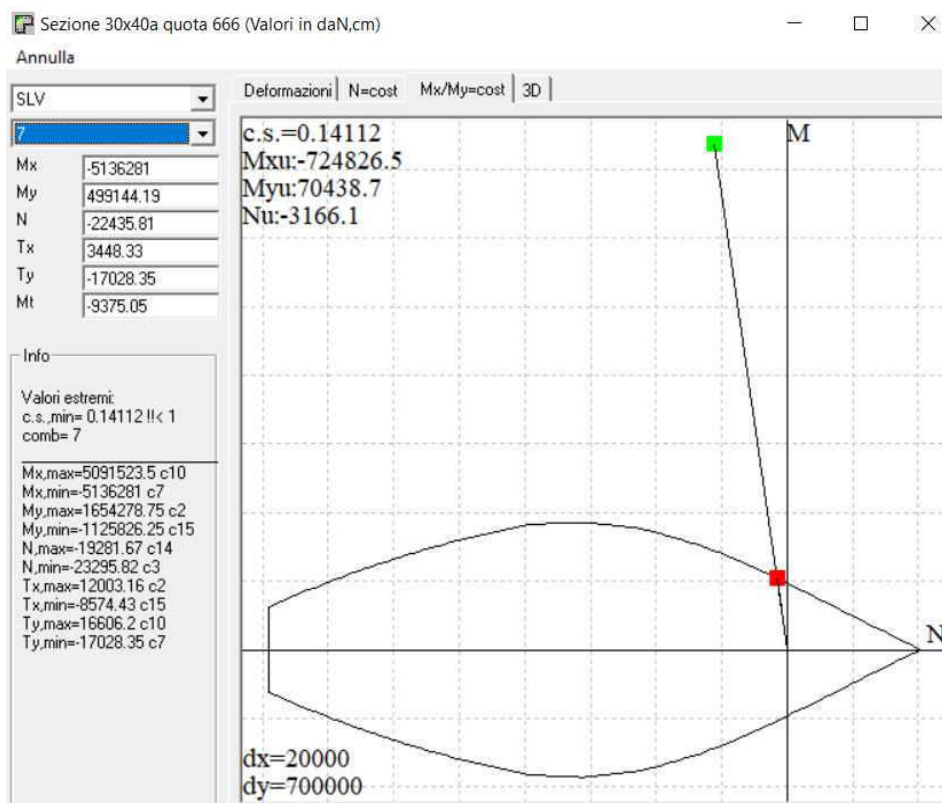


Illustrazione 29: Pilastrata 25 - Verifica pressofless. pre-intervento

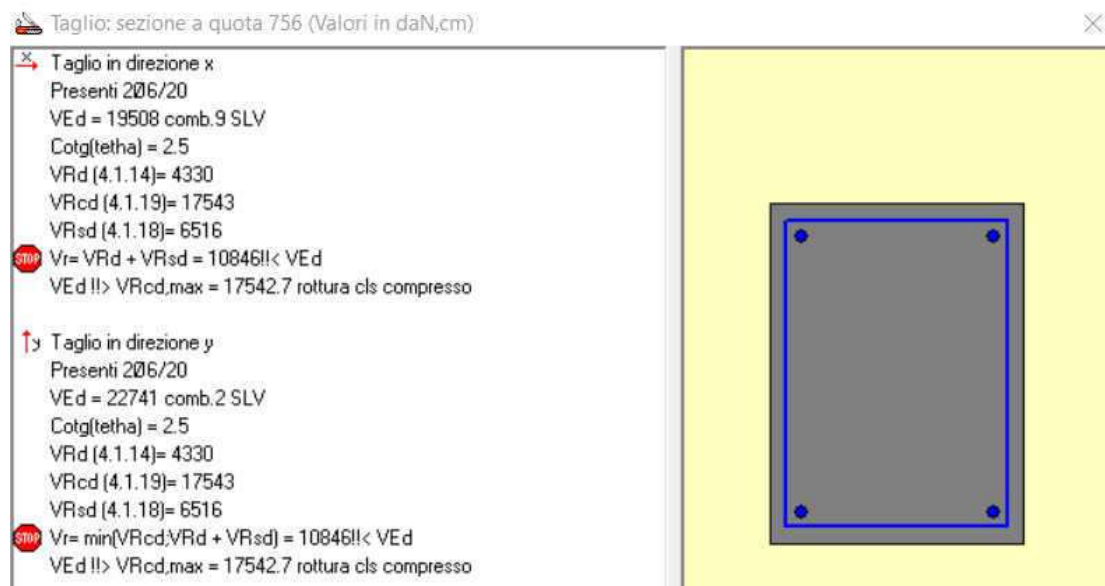


Illustrazione 30: Pilastrata 25 - Verifica taglio pre-intervento

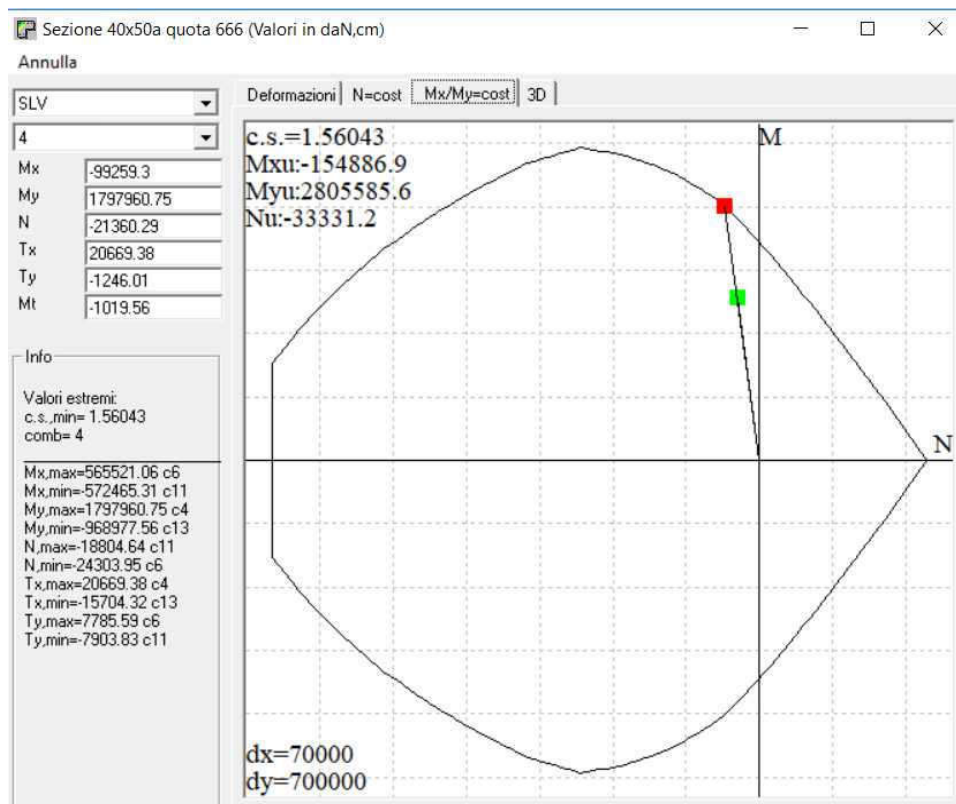


Illustrazione 31: Pilastrata 25 - Verifica pressofless. post-intervento

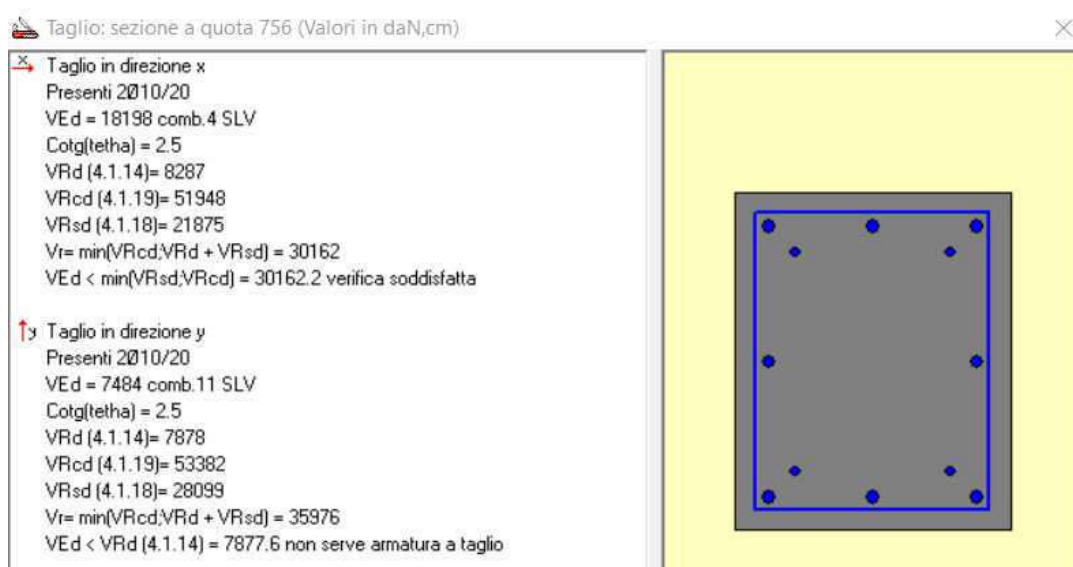


Illustrazione 32: Pilastrata 25 - Verifica taglio post-intervento

Controventi metallici

Piastra di ancoraggio

Descrizione	Fi	d	Wpl	f _{yk}	γM0	Mx	MOMENTO	Qualità acciaio S355 Classe profilo 1
(unità di misura)	kN	m	cm ³	N/mm ²		kNm		
Msd	31	0,09				2,79		
Mrd			391,5	355	1,05	132,36		
Verifica Msd<Mrd					2,1%	VERO		
d: braccio								

Descrizione	Fi	n	Tipo Bull.		Tipo Bull.	Fi,sd	BULLONI	Classe bulloni
(unità di misura)	kN		Dir. Carico		Per. Carico	N/mm		8.8
Fv,sd	0,0	1	Di Bordo		Di Bordo	0		Diametro
Ft,sd	31,00	1				31		M16
Descrizione	t	d	d0	dm	A	Ares		Qualità acciaio
(unità di misura)	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²		S355
Geometria	10	16	17	24	201,06	157		
	e1		e2		p1	p2		
	mm		mm		mm	mm		
	25		25		0	0		
Ver. geom. (e1 _{min} , e2 _{min} , p1 _{min} , p2 _{min})	//		//		//	//		
Descrizione	ftk	ft	ftb	γM2	α	k		
(unità di misura)	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²					
Fisica/Coeff.	510	510	800	1,25	0,49	2,42		
Descrizione	F _{b,Rd}		F _{v,Rd}		F _{t,Rd}	B _{p,Rd}		
(unità di misura)	kN		kN		kN	kN		
Fi,Rd	77,36		60,29		90,43	184,57		
Verifica Fi,sd<Fi,Rd	//		//		VERO	VERO		
	0,00%		0,00%		34,28%	16,80%		
Verifica Combinata: Fv,sd/Ft,sd	VERO							
	24,49%							

Piatti 120x10

Descrizione	Fi	A	ftk	f _{yk}	γM0	γM2	N	TRAZIONE	Qualità acciaio S355 Classe profilo 1
(unità di misura)	kN	mm ²	N/mm ²	N/mm ²			kN		
Npl,Rd	31	1200		355	1,05		405,71		
Nu,Rd	31	1030	510			1,25	378,22		
Nt,Rd							378,22		
Ned							31,00		
Verifica Ned < Nt,Rd	8,2%						VERO		

Descrizione	Fi	n	Tipo Bull.		Tipo Bull.	Fi,sd	BULLONI	Classe bulloni
(unità di misura)	kN		Dir. Carico		Per. Carico	N/mm		8.8
Fv,sd	31,0	1	Di Bordo		Di Bordo	31		Diametro
Ft,sd	0,00	1				0		M16
Descrizione	t	d	d0	dm	A	Ares		Qualità acciaio
(unità di misura)	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²		S355
Geometria	10	16	17	24	201,06	157		
	e1		e2		p1	p2		
	mm		mm		mm	mm		
	25		25		0	0		
Ver. geom. (e1 _{min} , e2 _{min} , p1 _{min} , p2 _{min})	VERO		VERO		//	//		
Descrizione	ftk	ft	ftb	γM2	α	k		
(unità di misura)	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²					
Fisica/Coeff.	510	510	800	1,25	0,49	2,42		
Descrizione	F _{b,Rd}		F _{v,Rd}		F _{t,Rd}	B _{p,Rd}		
(unità di misura)	kN		kN		kN	kN		
Fi,Rd	77,36		60,29		90,43	184,57		
Verifica Fi,sd<Fi,Rd	VERO		VERO		//	//		
	40,07%		51,42%		0,00%	0,00%		
Verifica Combinata: Fv,sd/Ft,sd	VERO							
	51,42%							

Verifica ancoraggi

ANCORAGGI BARRE PILASTRI (malta per ancoraggi strutturali di barre di armature tipo MAPEI-MAPEFILL F – EN 1504-6)

Adesione al supporto= 2 N/mmq
 Resistenza sfilamento barre= 25 N/mmq
 Resistenza caratteristica a snervamento barra= 450 N/mmq

	Diametri barre				
φ (mm)=	14	16	18	20	
diametro foro min (mm)=	28	32	36	40	
Profondità infissione min (mm)=	400	500	500	600	
Resistenza adesione al supporto R _a = (KN)=	70,37	100,53	113,10	150,80	
Resistenza allo sfilamento R _{sf} = (KN)=	439,82	628,32	706,86	942,48	
Resistenza ancoraggio 0,9xmin(R _a ;R _{sf})= (KN)=	63,33	90,48	101,79	135,72	(a vantaggio di sicurezza)
Sollecitazione (resistenza di progetto barra) (KN)=	60,24	78,68	99,57	122,93	
VERIFICA	OK	OK	OK	OK	

In coda al presente fascicolo di relazioni, vengono allegate le verifiche degli ancoraggi delle barre nelle nuove travi.

6. CONCLUSIONI

Dalle analisi svolte si nota che, a fronte degli interventi proposti, intorno al 60% del livello di sicurezza richiesto ad un nuovo fabbricato, inizia l'apertura di cerniere plastiche duttili (rottura per flessione) sulle travi in copertura, fino al 70% si ha una leggera diffusione delle cerniere plastiche sulle travi anche ai livelli inferiori sempre a pressoflessione, ma la struttura nel suo complesso mostra ancora capacità dissipativa, non avendo ancora mostrato rotture su elementi portanti verticali e rotture di tipo fragile; tra il 70% ed il 75% iniziano invece le plasticizzazioni duttili sempre a pressoflessione ai pilastri dell'ultima elevazione nelle sezioni di estremità in corrispondenza del III° solaio, ma complessivamente la struttura mostra una certa gerarchia di resistenze ed in generale ancora una buona riserva di capacità dissipativa (sono giunte a rottura prevalentemente le travi di copertura, quindi rotture ancora abbastanza locali, successivamente si sono palesate le prime cerniere plastiche sui pilastri all'ultima elevazione, che generalmente risulta essere quella più “sacrificabile” ai sensi delle stesse NTC, inoltre le cerniere plastiche sono quasi tutte di tipo duttili trattandosi di rotture a pressoflessione); tra il 75% e l'80% si ha una brusca diffusione delle cerniere plastiche nelle travi soprattutto ai piani più bassi, ed ancor più grave si registra la prima plasticizzazione nei pilastri della III elevazione, precisamente al 78%: pur verificandosi la prima rottura nei setti (i principali elementi sismoresistenti) al 84% ed essendoci ancora una discreta riserva di capacità dissipativa della struttura, si ritiene che il “livello di sicurezza che può essere garantito dagli interventi proposti sia del 78% del livello richiesto ad un nuovo fabbricato”, poiché da questo punto in poi si verificherà una rapida diffusione delle cerniere plastiche soprattutto ai livelli più bassi con diminuzione dello spostamento sopportabile dalla struttura.

Dunque gli interventi di miglioramento sismico hanno prodotto un innalzamento del livello di sicurezza in condizioni SLV del fabbricato da circa il 10% al 78%; per quanto riguarda invece le condizioni di SLO, lo spostamento massimo registrato è passato dallo 0,0144 H pre intervento, con H altezza di interpiano, a 0,002 H post intervento, che risulta minore dello spostamento limite dello 0,00333, dunque la verifica risulta soddisfatta.

Gli interventi inoltre, consentono il pieno soddisfacimento delle verifiche geotecniche in fondazione come meglio si evince nella “relazione geotecnica e sulle fondazioni”, di seguito riportata.

7. QUADRO NORMATIVO E RIFERIMENTI TECNICI

- D.M. 14/01/2008 ‘Norme Tecniche per le Costruzioni’
- D.M. Infrastrutture Trasporti 6 maggio 2008 - Integrazione al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 2/02/2009 n. 617- Istruzioni per l'applicazione delle ‘Nuove Norme Tecniche’ di cui al D.M. 14/01/2008
- UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006 ‘Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale’
- Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;
- UNI EN 1995 ‘Eurocodice 3 ’ – Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993 ‘Eurocodice 3 ’ – Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- CNR-DT 200/2004 - “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”
- Pareri n°122 del 14/04/2016 e n° 6 del 27/07/2010 del C.T.S. della Regione Emilia Romagna
- UNI EN 1504 -“Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture di calcestruzzo”
- X Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Potenza-Matera 9-13 settembre 2001

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Sulla scorta dei dati riportati dalla relazione geologica, considerando l'assenza di lesioni / deformazioni eccessive riconducibili a dissesti in fondazione, sono stati assunti i seguenti parametri meccanici del terreno di fondazione:

- Limi argillosi

Profondità: 0 – 4,20 m

Coesione drenata $C' = 10 \text{ KN/mq}$

angolo attrito interno $\phi = 23$

angolo attrito interfaccia terreno-cls $\alpha = 23$

Coeff. Di adesione = 0,6

γ naturale = 18,9 KN/mq

γ saturo = 19,3 KN/mq

Modulo edometrico $E = 5000 \text{ KN/mq}$

Coeff. Poisson $\nu = 0,38$

- Ghiaia

Profondità: 4,20 – 6,9 m

Coesione drenata $C' = 0 \text{ KN/mq}$

angolo attrito interno $\phi = 35$

angolo attrito interfaccia terreno-cls $\alpha = 35$

Coeff. Di adesione = 0

γ naturale = 19,6 KN/mq

γ saturo = 21 KN/mq

Modulo edometrico $E_{ed} = 33900 \text{ KN/mq}$

Coeff. Poisson $\nu = 0,30$

- Limi argillosi

Profondità: 6,9-9,00 m

Coesione drenata $C' = 10 \text{ KN/mq}$

angolo attrito interno $\phi = 23$

angolo attrito interfaccia terreno-cls $\alpha = 23$

Coeff. Di adesione = 0,6

γ naturale= 18,9 KN/mq

γ saturo = 19,3 KN/mq

Modulo edometrico $E = 5000$ KN/mq

Coeff. Poisson $\nu = 0,38$

- Limi argillosi saturi

Profondità: da 9 m

Coesione non drenata $C' = 79$ KN/mq

angolo attrito interno $\phi = 0$

angolo attrito interfaccia terreno-cls $\alpha = 0$

Coeff. Di adesione = 0,6

γ naturale= 18,9 KN/mq

γ saturo = 19,3 KN/mq

Modulo edometrico $E_{ed} = 5000$ KN/mq

Coeff. Poisson $\nu = 0,50$

Il volume significativo di terreno di fondazione è stato stimato circa pari a $4B$ con B larghezza della fondazione. Per quasi tutti i plinti, il volume significativo risulta molto stratificato con alternanza di limi e ghiaie e dunque eterogeneo, pertanto ai fini della definizione della capacità portante si è tenuto conto di tale stratificazione impiegando valori delle proprietà meccaniche ottenuti mediante media ponderata; la falda è stata rinvenuta ad una profondità di circa 9m dunque la capacità portante è stata determinata a breve termine, poiché il terreno del volume significativo non è saturo, e trattandosi di interventi di miglioramento sismico, tali condizioni sono state ritenute più adatte. Le verifiche geotecniche sono state condotte allo SLU ed in condizioni sismiche secondo delle combinazioni che vedono gli effetti del sisma amplificati di 1,1, trattandosi di fabbricato sicuramente assimilabile ad un fabbricato a bassa duttilità.

La pressione limite e di progetto sono state stimate, secondo l'Approccio 2, mediante la formulazione trinomia di Brich-Hansen modificate come da EC7 e EC8, e gli effetti del sisma sulla capacità portante del sistema terreno-fondazioni sono stati presi in considerazioni utilizzando i coefficienti di Paolucci-Pecker.

TERRENO DI FONDAZIONE (terreno stratificato mediato)

$c' =$	5,00 KN/mq
$\phi' =$	29,00 °
$\gamma' =$	19,3 KN/mc
$\gamma_s =$	20,15 KN/mc
$E_{ed} =$	19450 KN/mq

Coefficienti di Paolucci Pecker:

$K_h =$	0,085
$Z_g =$	0,943
$Z_q =$	0,943
$Z_c =$	0,973

Per le verifiche allo scorrimento sul piano di posa, a vantaggio di sicurezza, è stato fissato un angolo d'attrito all'interfaccia cls-terreno pari a 23°.

Nello stato pre intervento, l'assenza di quadri fessurativi e deformativi eccessivi, unitamente al fatto che eventuali cedimenti di consolidamento risultano pressoché esauriti oltre i 40 anni, consentono di affermare che il sistema terreno-fondazioni esistente risulta essere sufficiente a sorreggere i carichi agenti.

Nello stato post intervento, c'è stata una ridistribuzione delle pressioni sul suolo, con pressione massima pari a 3,6 daN/cm².

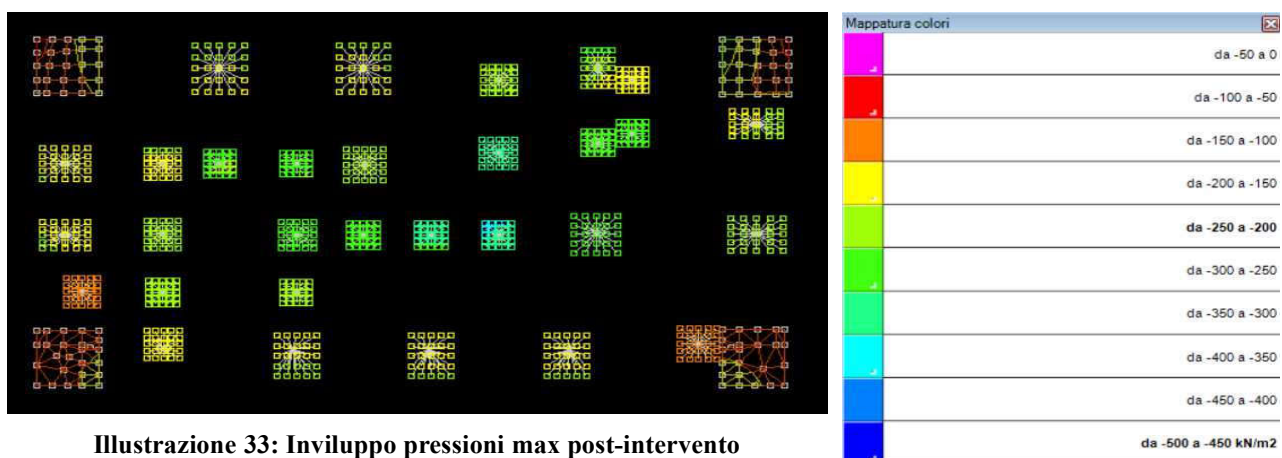


Illustrazione 33: Involuppo pressioni max post-intervento

Carico limite ultimo

Formula Brich-Hansen (EC7 – EC8)

condizioni non drenate	→	$q_{lim} = (2 + \pi)c_u s_c i_c + q$
condizioni drenate	→	$q_{lim} = c' N_c s_c i_c d_c g_c b_c + q' N_q s_q i_q d_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma$

Plinto 8

DATI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE e di CARICO			
	Larghezza della fondazione = B =	1,85	m
	Profondità del piano di posa della fondazione = D =	3,15	m
	Lunghezza della fondazione della fondazione = L =	3,17	m
	Angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione = ε =	0,0°	
	Angolo di inclinazione del terreno a lato della fondazione = ω =	0,0°	
	Componente verticale del carico agente sulla fondazione = Q_v =	831,00	kN
	Componente orizzontale del carico agente sulla fondazione = Q_h =	344,00	kN
	La componente orizzontale del carico agente sulla fondazione Q_h è parallela a	L	
	Carico uniforme verticale agente sulla fondazione = q =	141,70	kPa
N.B.: Inserire i valori delle sollecitazioni agenti sulla fondazione per ottenere le eccentricità e gli angoli.			
	Momento agente sulla fondazione in direzione parallela a B = M_B =	0,00	kNm
	Momento agente sulla fondazione in direzione parallela a L = M_L =	531,00	kNm
	Eccentricità in direzione parallela a B = e_B =	0,00	m
	Eccentricità in direzione parallela a L = e_L =	0,64	m
	Angolo di inclinazione del carico sulla verticale = δ =	22,5°	
	Angolo di inclinazione del carico orizzontale rispetto ad L = θ =	0,0°	
COEFFICIENTI DI CARICO LIMITE			
	Coefficiente di carico limite per il carico al di sopra del piano posa = N_q =	16,443	
	Coefficiente di carico limite per la coesione del terreno di fondazione = N_c =	27,860	
	Coefficiente di carico limite per il peso del terreno di fondazione = N_γ =	19,338	

Carico verticale agente sulla fondazione = $Q_v = 831,00$ kN
 Momento agente sulla fondazione in direzione parallela a B = $M_B = 0,00$ kNm
 Momento agente sulla fondazione in direzione parallela a L = $M_L = 531,00$ kNm

Eccentricità in direzione parallela a B = $e_B = 0,00$ m
 Eccentricità in direzione parallela a L = $e_L = 0,64$ m

Dimensioni della fondazione ridotta:

$B' = B - 2e_B = B_{eff} = 1,85$ m
 $L' = L - 2e_L = L_{eff} = 1,89$ m

Area efficace della fondazione = $A_f = 3,50$ mq

Coefficiente correttivo del primo termine = $s_q = 1,474$
 Coefficiente correttivo del secondo termine = $s_c = 1,505$
 Coefficiente correttivo del terzo termine = $s_\gamma = 0,707$

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER PRESENZA DI CARICHI INCLINATI

Carico verticale agente sulla fondazione = $Q_v = 831,00$ kN
 Carico orizzontale agente sulla fondazione = $Q_h = 344,00$ kN

Angolo di inclinazione del carico sulla verticale = $\delta = [19,3^\circ]$
 $= [0,337 \text{ rad}]$

Angolo di inclinazione del carico orizzontale rispetto ad L = $\theta = [0,0^\circ]$
 $= [0,000 \text{ rad}]$

Coefficiente correttivo del primo termine = $i_q = 0,601$
 Coefficiente correttivo del secondo termine = $i_c = 0,575$
 Coefficiente correttivo del terzo termine = $i_\gamma = 0,601$

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER LA PROFONDITA' DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE

Coefficiente k = 1,040 rad

Coefficiente correttivo del primo termine = $d_q = 1,306$
 Coefficiente correttivo del secondo termine = $d_c = 1,416$
 Coefficiente correttivo del terzo termine = $d_\gamma = 1,000$

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA e/o DELLA SUPERFICIE DEL TERRENO

Angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione = ε = 0,0° [0,000 rad]

Angolo di inclinazione del terreno a lato della fondazione = ω = 0,0° [0,000 rad]

Coefficienti correttivi per inclinazione del terreno ai lati della fondazione:

Coefficiente correttivo del primo termine = \underline{g}_q = 1,000

Coefficiente correttivo del secondo termine = \underline{g}_c = 1,000

Coefficiente correttivo del terzo termine = \underline{g}_l = 1,000

Coefficienti correttivi per inclinazione del piano di posa:

Coefficiente correttivo del primo termine = \underline{b}_q = 1,000

Coefficiente correttivo del secondo termine = \underline{b}_c = 1,000

Coefficiente correttivo del terzo termine = \underline{b}_l = 1,000

CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Tenendo conto di tutti i coefficienti, il carico limite vale:

Carico limite della fondazione = \underline{q}_{lim} = 1480,8 kN/mq
= 14,81 kg/cm²

Pressioni sul terreno:

in condizioni ultime:

st max. -3.54 st min. 0 nella condizione n. 43 st media -1.96 nella condizione n. 50

in condizioni di esercizio rare (solo per verifica di esercizio delle sezioni):

st max. -.14 st min. -.12 nella combinazione SLE rara n.1 st media -.13 nella combinazione SLE rara n.1

in condizioni di esercizio frequenti (solo per verifica di esercizio delle sezioni):

st max. -.14 st min. -.12 nella combinazione SLE frequente n.1 st media -.13 nella combinazione SLE frequente n.1

in condizioni di esercizio quasi permanenti (solo per verifica di esercizio delle sezioni):

st max. -.14 st min. -.12 nella combinazione SLE quasi perm. n.1 st media -.13 nella combinazione SLE quasi perm. n.1

in condizioni di verifica per il terreno:

st max. -3.54 st min. 0 nella combinazione SLVf n.7 sezione parzializzata

st media -1.96 nella combinazione SLVf n.14

Verifica sigma di compressione al suolo

st di verifica 3.54 < 6.02 nella combinazione SLVf n.7 (FS=1.7)

Verifica a ribaltamento: kr min. 3.3 nella combinazione SLVf n.7

Verifica di scorrimento sul piano di posa:

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 7

Forza risultante agente in direzione x: 34380.45

Forza risultante agente in direzione y: 9481.43

Forza risultante agente in direzione z: -83071.35

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 22.48

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 6.51

Angolo di attrito di progetto (deg): 29

Adesione di progetto: .04

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 35663.89

Resistenza di progetto: 44166.55

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.1

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 1.24

Verifica di capacita portante sul piano di posa

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 7

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -83071.35

Resistenza di progetto: 148782.5

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato k_p min (Rd/Ed): 1.79

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 34380.45

Forza risultante agente in direzione y: 9481.43

Forza risultante agente in direzione z: -83071.35

Momento agente in direzione x: -601921.45

Momento agente in direzione y: 781718.83

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 22.48

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 6.51

Eccentricita del carico in direzione x: 9.41

Eccentricita del carico in direzione y: -7.25

Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 181.18

Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 302.51

Coesione di progetto: .05

Sovraccarico di progetto: .58

Angolo di attrito di progetto (deg): 29

Fattori di capacita portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
27.86	1.35	1.40	0.27	1.00	1.00	1.00	Coesione
16.44	1.33	1.29	0.32	1.00	1.00	1.00	Sovraccarico
12.84	0.76	1.00	0.18	1.00	1.00	1.00	Attrito

Input

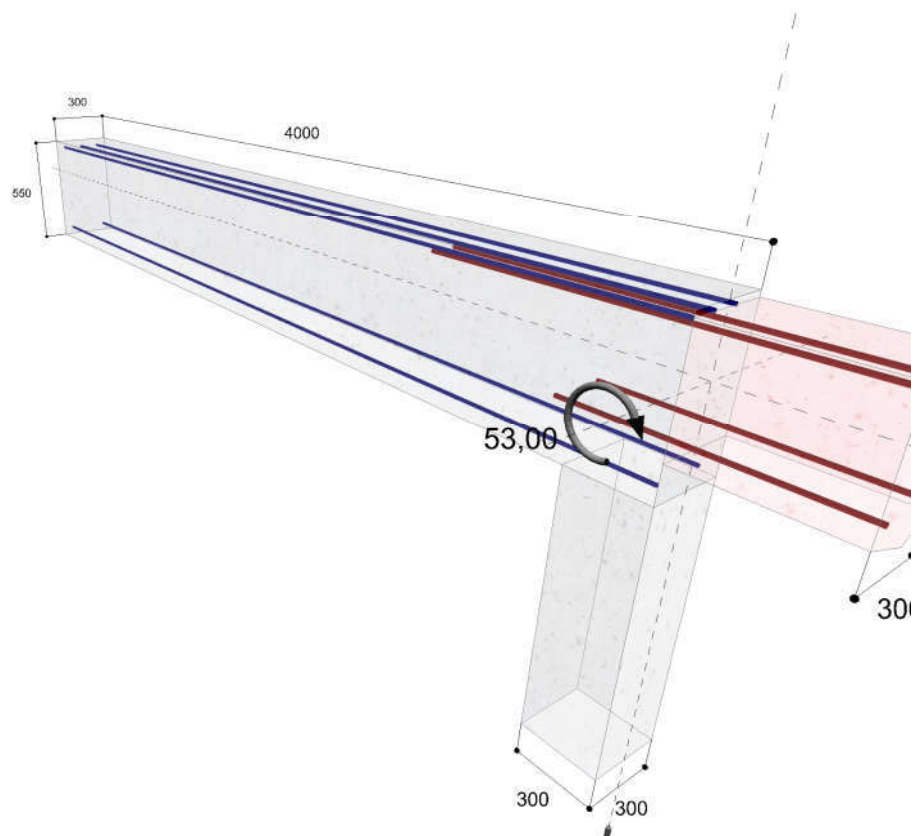
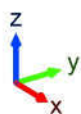
Metodo di progettazione	ENSO per Stato Limite Ultimo
Applicazione	Ripristino continuità strutturale
Tipo di connessione	Layer superiore Sovrapposizione Layer inferiore Sovrapposizione
Sistema	fischer Injektionssystem FIS EM ETA-09/0089
Foratura	Foro a rotopercolazione con dispositivo guida di foratura
Classe del calcestruzzo	C 16 / 20 (EN 206)
Posizione del nuovo elemento rispetto a quello esistente	Spostamento in (z) - direzione 55 mm
Appoggio	Larghezza 300 mm Spessore 300 mm Supporto Diretto

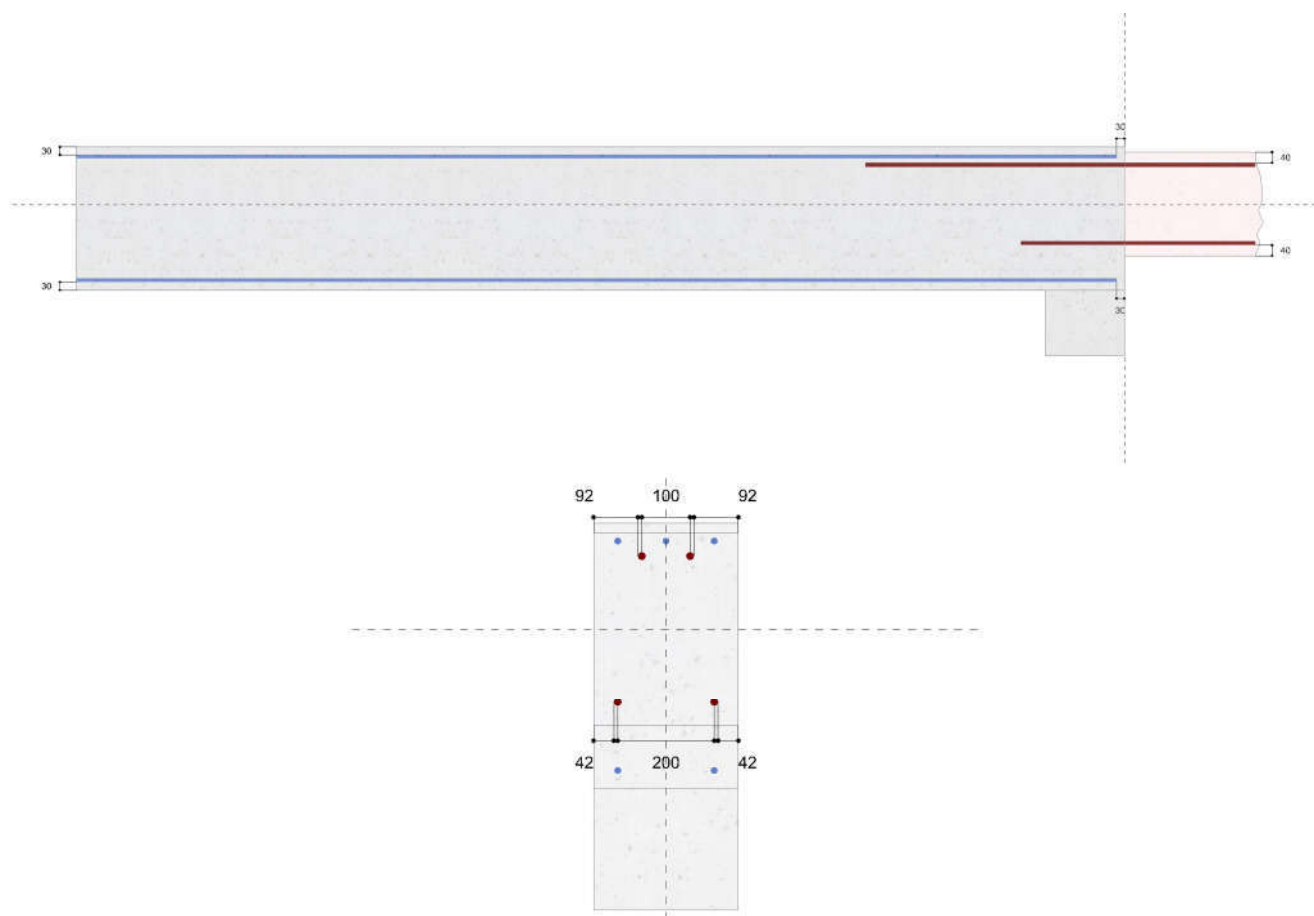
Dimensioni / Carichi

Valori di progetto

Momento	53,00 kNm
Azione di taglio	34,00 kN
	Scabrezza dell'interfaccia Liscia Angolo della biella compressa 28,0 °
Ripristino continuità strutturale	Lunghezza x - 400 mm

Längen in [mm] | Lasten in [kN] | Momente in [kNm] | Progettazione per sezione





Armatura nell'elemento esistente

Layer superiore

Resistenza di snervamento caratteristica	432 N/mm ²
Diametro	14,0 mm
Interasse barre	100 mm

Copriferro

Faccia frontale	30 mm
Sinistro	43 mm
Destro	43 mm
Superiore	30 mm

Layer inferiore

Resistenza di snervamento caratteristica	432 N/mm ²
Diametro	14,0 mm
Interasse barre	200 mm

Faccia frontale	30 mm
Sinistro	43 mm
Destro	43 mm
Inferiore	30 mm

Armatura nel nuovo elemento

Layer superiore

Resistenza di snervamento caratteristica	450 N/mm ²
Diametro	16,0 mm
Interasse barre	100 mm

Layer inferiore

Resistenza di snervamento caratteristica	450 N/mm ²
Diametro	16,0 mm
Interasse barre	200 mm

Copriferro

Sinistro	92 mm
Destro	92 mm
Superiore	40 mm

Sinistro	42 mm
Destro	42 mm
Inferiore	40 mm

Calcolo

Elemento esistente superiore

Resistenza di aderenza		I - Buono
Azione per barra di armatura	F_S	54,83 kN
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	153,94 mm ²
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	356,16 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15
Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	375,7 N/mm ²
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	94,8 %
Coefficiente	η_1	1,0 EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente	η_2	1,0 EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,50
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	0,87 N/mm ² EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Tensione di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	1,95 N/mm ² EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2) (8.2)
Fattori di influenza α		
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0 EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000 EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0 EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000 EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5 EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\sigma / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	674 mm EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \sigma; 200mm]$	303 mm EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\sigma / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	639 mm EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,ci} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	959 mm EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)

Nuovo elemento superiore

Resistenza di aderenza		I - Buono
Azione per barra di armatura	F_S	54,83 kN
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	201,06 mm ²
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	272,69 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	391,3 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	69,7 %	
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Influenza della pressione trasversale	$\Omega_{ptr} = 1 / (1 - 0,04 \cdot p_{tr}) \leq 1,5$	1,0	
Copriferro minimo	c_{min}	42 mm	
Influenza del copriferro	$\Omega_{cover} = 1 / (1 - 0,15 \cdot (c_{min} / d_s - 1))$	1,3	
Valore di base della resistenza di aderenza	$f_{bd,0} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_{Mc} \leq f_{bd,ETA}$	2,0 N/mm ²	
Resistenza di aderenza ottimizzata	$f_{bd} = \Omega_{ptr} \cdot \Omega_{cover} \cdot f_{bd,0}$	2,6 N/mm ²	
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\phi / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	607 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \phi; 200mm]$	273 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	423 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,pi} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	635 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)
Incremento della lunghezza di sovrapposizione dovuto all'interasse tra le barre di armatura	l_z	0 mm	ETA-09/0089 4.3.5
Profondità foro	$l_v = \max [l_{0,ci}; l_{0,pi}] + c_1 + l_z$	989 mm	
Livello di sfruttamento della lunghezza di ancoraggio	β_{ls}	100,0 %	
Elemento esistente inferiore			
Resistenza di aderenza		I - Buono	
Forza di trazione addizionale dovuta al taglio	ΔF_{td}	15,99 kN	EN 1992-1-1 - 6.2.3 (7) (6.18)
Azione per barra di armatura	$F_s = F + \Delta F_{td}$	8,57 kN	
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	153,94 mm ²	
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	55,66 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	375,7 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	14,8 %	
Coefficiente	η_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente	η_2	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,50	
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	0,87 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Tensione di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	1,95 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2) (8.2)
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2)

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	(Tabella 8.2) EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\phi / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	674 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \phi; 200mm]$	303 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	100 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,ci} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	303 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)

Nuovo elemento inferiore

Resistenza di aderenza		I - Buono	
Forza di trazione addizionale dovuta al taglio	ΔF_{td}	15,99 kN	EN 1992-1-1 - 6.2.3 (7) (6.18)
Azione per barra di armatura	$F_s = F + \Delta F_{td}$	8,57 kN	
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	201,06 mm ²	
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	42,62 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	391,3 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	10,9 %	
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Influenza della pressione trasversale	$\Omega_{ptr} = 1 / (1 - 0,04 \cdot p_{tr}) \leq 1,5$	1,0	
Copriferro minimo	c_{min}	42 mm	
Influenza del copriferro	$\Omega_{cover} = 1 / (1 - 0,15 \cdot (c_{min} / d_s - 1))$	1,3	
Valore di base della resistenza di aderenza	$f_{bd,0} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_{Mc} \leq f_{bd,ETA}$	2,0 N/mm ²	
Resistenza di aderenza ottimizzata	$f_{bd} = \Omega_{ptr} \cdot \Omega_{cover} \cdot f_{bd,0}$	2,6 N/mm ²	
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\phi / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	607 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \phi; 200mm]$	273 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	66 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,pi} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	273 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)
Incremento della lunghezza di sovrapposizione dovuto all'interasse tra le barre di armatura	l_z	62 mm	ETA-09/0089 4.3.5
Profondità foro	$l_v = \max [l_{0,ci}; l_{0,pi}] + c_1 + l_z$	395 mm	
Livello di sfruttamento della lunghezza di ancoraggio	β_{ls}	100,0 %	

Azione di taglio

z

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

Braccio di leva		322 mm	
Azione di taglio di progetto all'interfaccia	$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_f)$	351,83 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1) (6.24)
Parametro di scabrezza	c	0,40	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (2)
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	0,87 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 3.1.6 (2) (3.16)
Coefficiente di attrito	μ	0,7	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (2)
Tensione di compressione	σ_D	5922,34 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1)
Tensione di trazione	σ_Z	-1,74 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1)
Resistenza a taglio di progetto all'interfaccia	$V_{Rdi,c} = c \cdot f_{ctd} + (\mu \cdot \sigma_D + \mu \cdot \sigma_Z)$	4491,0879 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1) (6.25)
Fattore di riduzione della resistenza	$v = 0,6(1 - f_{ck} / 250)$	0,56	EN 1992-1-1 - 6.2.2 (6)(6.6N)
Massima capacità di carico	$V_{Rdi,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$	2995 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1) (6.25)
Resistenza a taglio di progetto all'interfaccia	$V_{Rdi} = \min(V_{Rdic}; V_{Rdi,max})$	2995,20 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1) (6.25)
Sfruttamento capacità a taglio	β_Q	11,7 %	

Sommario

	Diametro della	Diametro foro	Interasse barre	Profondità foro	Volume di resina per foro
	ϕ [m m]	d_0 [m m]	s [m m]	l_v [m m]	V [m l]
Layer superiore	16,0	20	100	989	134
Layer inferiore	16,0	20	200	395	54

Osservazioni tecniche

Le riprese di getto devono essere progettate e realizzate in conformità con una corretta pratica ingegneristica e costruttiva.

La progettazione dei collegamenti di rinforzo e il calcolo delle forze da trasferire devono essere conformi alle normative vigenti. Copriferro, resistenza alla corrosione, spazature nonché staffe di rinforzo trasversali devono anch'essi essere in accordo alle normative vigenti.

Le istruzioni di valutazione e di montaggio supplementari sono contenute nei relativi documenti ETA relative a connessioni con ferri di ripresa nel calcestruzzo.

L'installatore di questo genere di connessioni è responsabile di alcuni requisiti, in particolare della formazione del personale di cantiere e delle attrezzature necessarie alla corretta esecuzione dei lavori. I rispettivi requisiti sono indicati nella relativa certificazione.

Informazioni generali

Tutti i dati e le informazioni contenute nel software sono basate sull'uso di prodotti fischer e derivanti da regole ingegneristiche di base. Le formule ed i coefficienti di sicurezza devono essere usate in accordo con le istruzioni di montaggio ed assemblaggio dei prodotti fischer. Non essendo fischer uno studio di progettazione, il presente allegato non fornisce alcuna garanzia sui dati di input non corretti o assunzioni di calcolo errate. Ciascuna raccomandazione deve essere approvata dalle autorità in materia o dal progettista responsabile incaricato. Si prega di controllare tutte le verifiche nei confronti delle normative locali vigenti. L'utente deve assumere tutto il necessario per evitare o limitare i danni causati dal software. Pertanto gli aggiornamenti del software vanno consentiti. Se non ci si avvale della funzione di aggiornamento automatico, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione del software disponibile mediante lo scaricamento manuale degli aggiornamenti dal sito fischer. fischer non sarà responsabile del recupero di dati di programma persi o corrotti.

Input

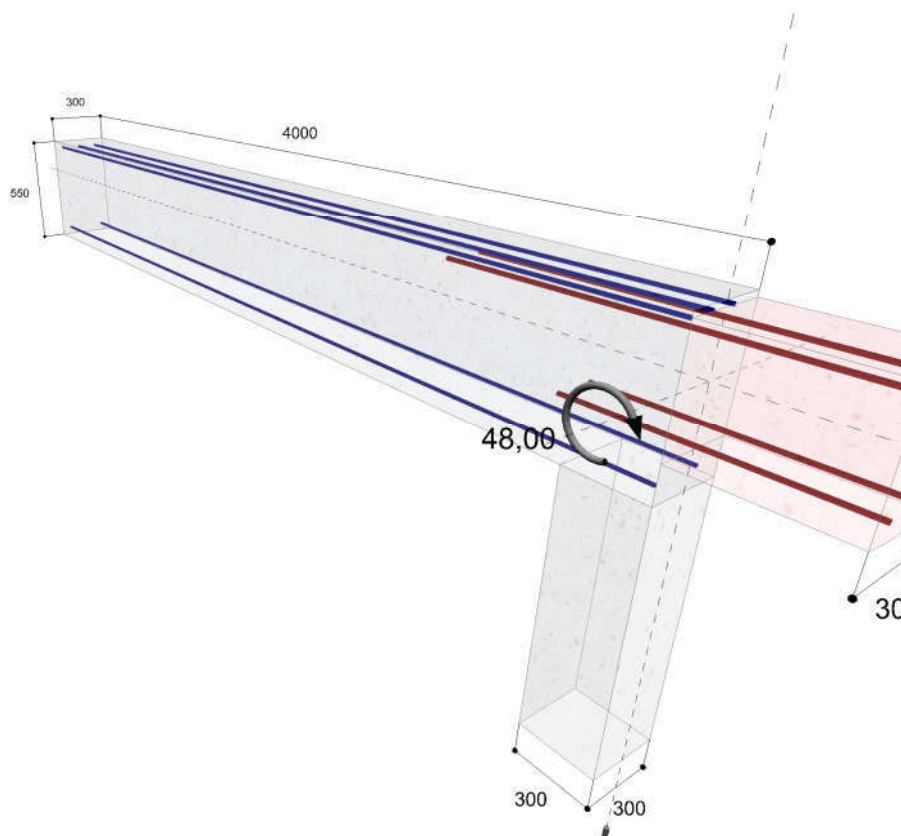
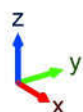
Metodo di progettazione	ENSO per Stato Limite Ultimo
Applicazione	Ripristino continuità strutturale
Tipo di connessione	Layer superiore Sovrapposizione Layer inferiore Sovrapposizione
Sistema	fischer Injektionssystem FIS EM ETA-09/0089
Foratura	Foro a rotopercolazione con dispositivo guida di foratura
Classe del calcestruzzo	C 16 / 20 (EN 206)
Posizione del nuovo elemento rispetto a quello esistente	Spostamento in (z) - direzione 55 mm
Appoggio	Larghezza 300 mm Spessore 300 mm Supporto Diretto

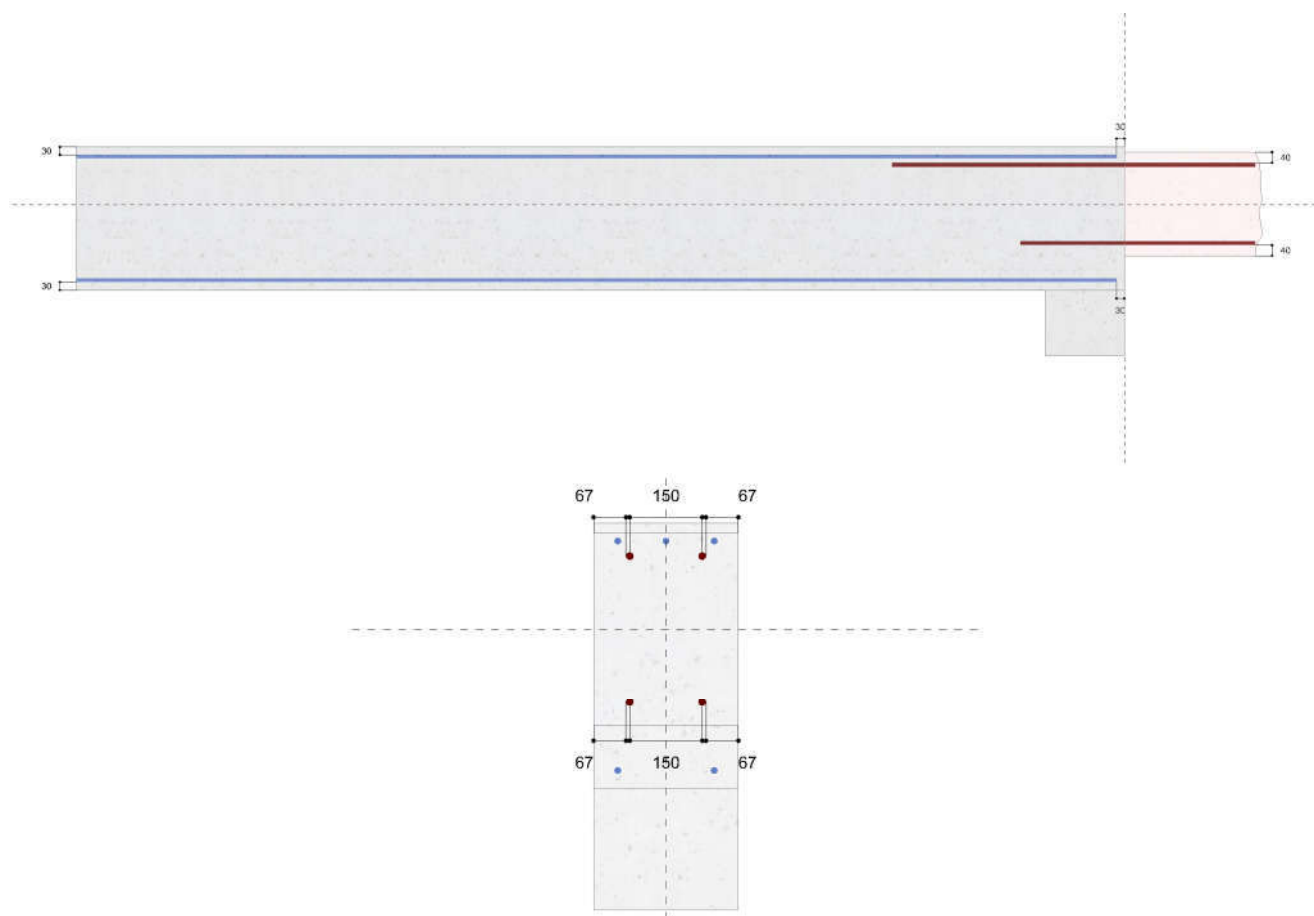
Dimensioni / Carichi

Valori di progetto

Momento	48,00 kNm
Azione di taglio	39,00 kN
	Scabrezza dell'interfaccia Liscia Angolo della biella compressa 28,0 °
Ripristino continuità strutturale	Lunghezza x - 400 mm

Längen in [mm] | Lasten in [kN] | Momente in [kNm] | Progettazione per sezione





Armatura nell'elemento esistente

Layer superiore

Resistenza di snervamento caratteristica	432 N/mm ²
Diametro	14,0 mm
Interasse barre	100 mm

Copriferro

Faccia frontale	30 mm
Sinistro	43 mm
Destro	43 mm
Superiore	30 mm

Layer inferiore

Resistenza di snervamento caratteristica	432 N/mm ²
Diametro	14,0 mm
Interasse barre	200 mm

Faccia frontale	30 mm
Sinistro	43 mm
Destro	43 mm
Inferiore	30 mm

Armatura nel nuovo elemento

Layer superiore

Resistenza di snervamento caratteristica	450 N/mm ²
Diametro	16,0 mm
Interasse barre	150 mm

Layer inferiore

Resistenza di snervamento caratteristica	450 N/mm ²
Diametro	16,0 mm
Interasse barre	150 mm

Copriferro

Sinistro	67 mm
Destro	67 mm
Superiore	40 mm

Sinistro	67 mm
Destro	67 mm
Inferiore	40 mm

Calcolo

Elemento esistente superiore

Resistenza di aderenza		I - Buono
Azione per barra di armatura	F_S	49,00 kN
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	153,94 mm ²
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	318,31 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15
Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	375,7 N/mm ²
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	84,7 %
Coefficiente	η_1	1,0 EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente	η_2	1,0 EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,50
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	0,87 N/mm ² EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Tensione di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	1,95 N/mm ² EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2) (8.2)
Fattori di influenza α		
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0 EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000 EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0 EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000 EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5 EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\sigma / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	674 mm EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \sigma; 200mm]$	303 mm EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\sigma / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	571 mm EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,ci} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	857 mm EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)

Nuovo elemento superiore

Resistenza di aderenza		I - Buono
Azione per barra di armatura	F_S	73,50 kN
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	201,06 mm ²
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	365,56 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	391,3 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	93,4 %	
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Influenza della pressione trasversale	$\Omega_{ptr} = 1 / (1 - 0,04 \cdot p_{tr}) \leq 1,5$	1,0	
Copriferro minimo	c_{min}	60 mm	
Influenza del copriferro	$\Omega_{cover} = (c_{min} / d_s - 0,55)^{0,40}$	1,6	
Valore di base della resistenza di aderenza	$f_{bd,0} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctk,0,05} / Y_{Mc} \leq f_{bd,ETA}$	2,0 N/mm ²	
Resistenza di aderenza ottimizzata	$f_{bd} = \Omega_{ptr} \cdot \Omega_{cover} \cdot f_{bd,0}$	3,1 N/mm ²	
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\phi / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	504 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \phi; 200mm]$	240 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	471 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,pi} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	706 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)
Incremento della lunghezza di sovrapposizione dovuto all'interasse tra le barre di armatura	l_z	0 mm	ETA-09/0089 4.3.5
Profondità foro	$l_v = \max [l_{0,ci}; l_{0,pi}] + c_1 + l_z$	887 mm	
Livello di sfruttamento della lunghezza di ancoraggio	β_{ls}	100,0 %	
Elemento esistente inferiore			
Resistenza di aderenza		I - Buono	
Forza di trazione addizionale dovuta al taglio	ΔF_{td}	18,34 kN	EN 1992-1-1 - 6.2.3 (7) (6.18)
Azione per barra di armatura	$F_s = F + \Delta F_{td}$	12,37 kN	
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	153,94 mm ²	
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	80,37 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	375,7 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	21,4 %	
Coefficiente	η_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente	η_2	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,50	
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	0,87 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Tensione di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	1,95 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2) (8.2)
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2)

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	(Tabella 8.2) EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\phi / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	674 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \phi; 200mm]$	303 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	144 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,ci} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	303 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)

Nuovo elemento inferiore

Resistenza di aderenza		I - Buono	
Forza di trazione addizionale dovuta al taglio	ΔF_{td}	18,34 kN	EN 1992-1-1 - 6.2.3 (7) (6.18)
Azione per barra di armatura	$F_s = F + \Delta F_{td}$	12,37 kN	
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	201,06 mm ²	
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	61,53 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	391,3 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	15,7 %	
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Influenza della pressione trasversale	$\Omega_{ptr} = 1 / (1 - 0,04 \cdot p_{tr}) \leq 1,5$	1,0	
Copriferro minimo	c_{min}	67 mm	
Influenza del copriferro	$\Omega_{cover} = (c_{min} / d_s - 0,55)^{0,40}$	1,7	
Valore di base della resistenza di aderenza	$f_{bd,0} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_{Mc} \leq f_{bd,ETA}$	2,0 N/mm ²	
Resistenza di aderenza ottimizzata	$f_{bd} = \Omega_{ptr} \cdot \Omega_{cover} \cdot f_{bd,0}$	3,3 N/mm ²	
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\phi / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	479 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \phi; 200mm]$	240 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	75 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,pi} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	240 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)
Incremento della lunghezza di sovrapposizione dovuto all'interasse tra le barre di armatura	l_z	64 mm	ETA-09/0089 4.3.5
Profondità foro	$l_v = \max [l_{0,ci}; l_{0,pi}] + c_1 + l_z$	398 mm	
Livello di sfruttamento della lunghezza di ancoraggio	β_{ls}	100,0 %	

Azione di taglio

z

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

Braccio di leva		326 mm	
Azione di taglio di progetto all'interfaccia	$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_f)$	398,27 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1) (6.24)
Parametro di scabrezza	c	0,40	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (2)
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	0,87 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 3.1.6 (2) (3.16)
Coefficiente di attrito	μ	0,7	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (2)
Tensione di compressione	σ_D	6357,46 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1)
Tensione di trazione	σ_Z	-1,49 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1)
Resistenza a taglio di progetto all'interfaccia	$V_{Rdi,c} = c \cdot f_{ctd} + (\mu \cdot \sigma_D + \mu \cdot \sigma_Z)$	4795,8470 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1) (6.25)
Fattore di riduzione della resistenza	$v = 0,6(1 - f_{ck} / 250)$	0,56	EN 1992-1-1 - 6.2.2 (6)(6.6N)
Massima capacità di carico	$V_{Rdi,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$	2995 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1) (6.25)
Resistenza a taglio di progetto all'interfaccia	$V_{Rdi} = \text{Min}(V_{Rdic}; V_{Rdi,max})$	2995,20 kN/m ²	EN 1992-1-1 - 6.2.5 (1) (6.25)
Sfruttamento capacità a taglio	β_Q	13,3 %	

Sommario

	Diametro della	Diametro foro	Interasse barre	Profondità foro	Volume di resina per foro
	ϕ [m m]	d_0 [m m]	s [m m]	l_v [m m]	V [m l]
Layer superiore	16,0	20	150	887	120
Layer inferiore	16,0	20	150	398	54

Osservazioni tecniche

Le riprese di getto devono essere progettate e realizzate in conformità con una corretta pratica ingegneristica e costruttiva.

La progettazione dei collegamenti di rinforzo e il calcolo delle forze da trasferire devono essere conformi alle normative vigenti. Copriferro, resistenza alla corrosione, spazature nonché staffe di rinforzo trasversali devono anch'essi essere in accordo alle normative vigenti.

Le istruzioni di valutazione e di montaggio supplementari sono contenute nei relativi documenti ETA relative a connessioni con ferri di ripresa nel calcestruzzo.

L'installatore di questo genere di connessioni è responsabile di alcuni requisiti, in particolare della formazione del personale di cantiere e delle attrezzature necessarie alla corretta esecuzione dei lavori. I rispettivi requisiti sono indicati nella relativa certificazione.

Informazioni generali

Tutti i dati e le informazioni contenute nel software sono basate sull'uso di prodotti fischer e derivanti da regole ingegneristiche di base. Le formule ed i coefficienti di sicurezza devono essere usate in accordo con le istruzioni di montaggio ed assemblaggio dei prodotti fischer. Non essendo fischer uno studio di progettazione, il presente allegato non fornisce alcuna garanzia sui dati di input non corretti o assunzioni di calcolo errate. Ciascuna raccomandazione deve essere approvata dalle autorità in materia o dal progettista responsabile incaricato. Si prega di controllare tutte le verifiche nei confronti delle normative locali vigenti. L'utente deve assumere tutto il necessario per evitare o limitare i danni causati dal software. Pertanto gli aggiornamenti del software vanno consentiti. Se non ci si avvale della funzione di aggiornamento automatico, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione del software disponibile mediante lo scaricamento manuale degli aggiornamenti dal sito fischer. fischer non sarà responsabile del recupero di dati di programma persi o corrotti.

Committente Comune di Jesi
Strada:
Codice CAP, Ubicazione Via Asiago, 1 - Jesi (AN)
Tel. / Fax
Progetto Esecutivo - Opere di adeguamento strutturale
Progetto Trave 19 - 21 Il solaio - ancoraggi nuove barre
Commenti

Input

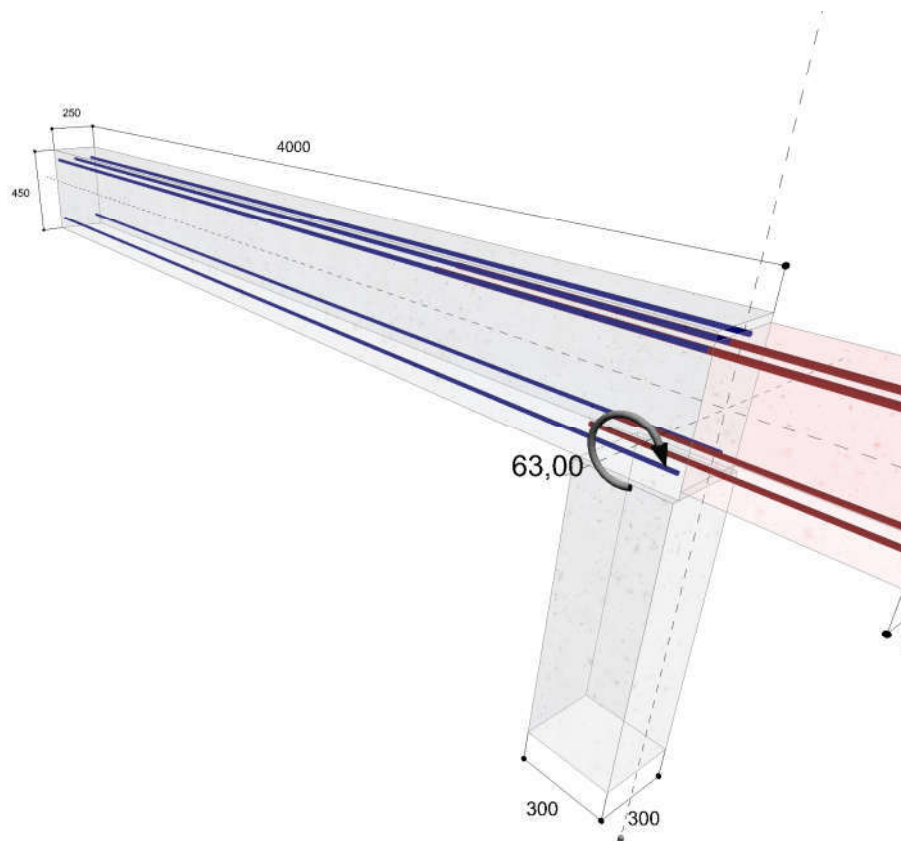
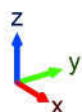
Metodo di progettazione	ENSO per Stato Limite Ultimo
Applicazione	Ripristino continuità strutturale
Tipo di connessione	Layer superiore Sovrapposizione Layer inferiore Sovrapposizione
Sistema	fischer Injektionssystem FIS EM ETA-09/0089
Foratura	Foro a rotopercolazione con dispositivo guida di foratura
Classe del calcestruzzo	C 16 / 20 (EN 206)
Appoggio	Larghezza 300 mm Spessore 300 mm Supporto Diretto

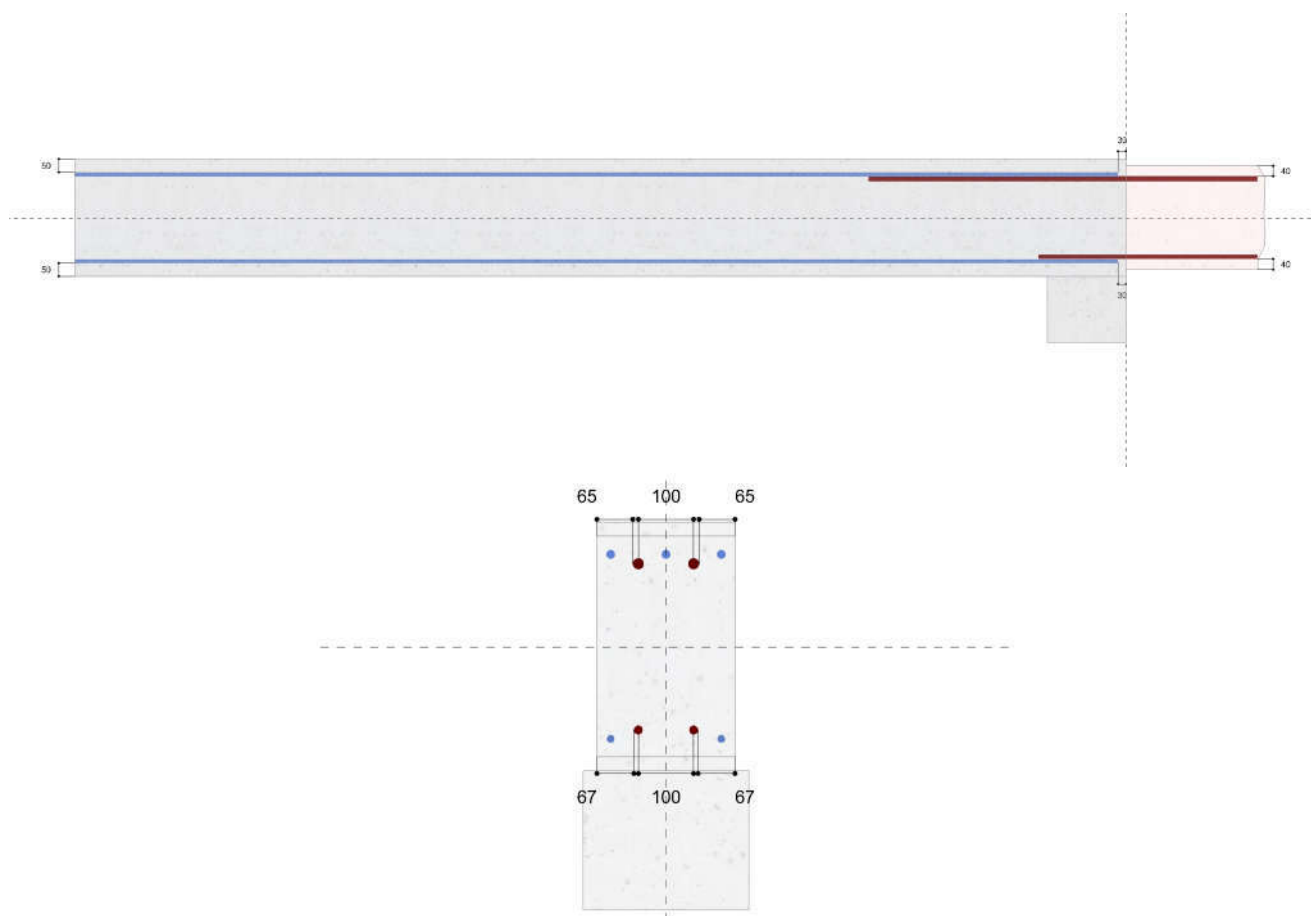
Dimensioni / Carichi

Valori di progetto

Momento	63,00 kNm
Azione di taglio	36,00 kN
	Scabrezza dell'interfaccia Liscia Angolo della biella compressa 28,0 °
	Non è stata eseguita la verifica a taglio!
Pressione trasversale	2,00 N/mm ²
Ripristino continuità strutturale	Lunghezza x - 800 mm

Längen in [mm] | Lasten in [kN] | Momente in [kNm] | Progettazione per sezione





Armatura nell'elemento esistente

Layer superiore

Resistenza di snervamento caratteristica	432 N/mm ²
Diametro	16,0 mm
Interasse barre	100 mm

Copriferro

Faccia frontale	30 mm
Sinistro	17 mm
Destro	17 mm
Superiore	50 mm

Layer inferiore

Resistenza di snervamento caratteristica	432 N/mm ²
Diametro	14,0 mm
Interasse barre	200 mm

Faccia frontale	30 mm
Sinistro	18 mm
Destro	18 mm
Inferiore	50 mm

Armatura nel nuovo elemento

Layer superiore

Resistenza di snervamento caratteristica	450 N/mm ²
Diametro	20,0 mm
Interasse barre	100 mm

Layer inferiore

Resistenza di snervamento caratteristica	450 N/mm ²
Diametro	16,0 mm
Interasse barre	100 mm

Copriferro

Sinistro	65 mm
Destro	65 mm
Superiore	40 mm

Sinistro	67 mm
Destro	67 mm
Inferiore	40 mm

Calcolo

Elemento esistente superiore

Resistenza di aderenza		I - Buono	
Azione per barra di armatura	F_S	66,10 kN	
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	201,06 mm ²	
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	328,74 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	375,7 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	87,5 %	
Coefficiente	η_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente	η_2	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,50	
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	0,87 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Tensione di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	1,95 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2) (8.2)
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	0,920	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\sigma / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	771 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \sigma; 200mm]$	347 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\sigma / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	674 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,ci} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	931 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)

Nuovo elemento superiore

Resistenza di aderenza		I - Buono	
Azione per barra di armatura	F_S	99,14 kN	
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	314,16 mm ²	
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	315,59 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	391,3 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	80,6 %	
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Influenza della pressione trasversale	$\Omega_{ptr} = 1 / (1 - 0,04 \cdot p_{tr}) \leq 1,5$	1,1	
Copriferro minimo	c_{min}	40 mm	
Influenza del copriferro	$\Omega_{cover} = 1 / (1 - 0,15 \cdot (c_{min} / d_s - 1))$	1,2	
Valore di base della resistenza di aderenza	$f_{bd,0} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_{Mc} \leq f_{bd,ETA}$	2,0 N/mm ²	
Resistenza di aderenza ottimizzata	$f_{bd} = \Omega_{ptr} \cdot \Omega_{cover} \cdot f_{bd,0}$	2,5 N/mm ²	
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\phi / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	785 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \phi; 200mm]$	353 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	633 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,pi} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	949 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)
Incremento della lunghezza di sovrapposizione dovuto all'interasse tra le barre di armatura	l_z	0 mm	ETA-09/0089 4.3.5
Profondità foro	$l_v = \max [l_{0,ci}; l_{0,pi}] + c_1 + l_z$	979 mm	
Livello di sfruttamento della lunghezza di ancoraggio	β_{ls}	100,0 %	
Elemento esistente inferiore			
Resistenza di aderenza		I - Buono	
Forza di trazione addizionale dovuta al taglio	ΔF_{td}	16,93 kN	EN 1992-1-1 - 6.2.3 (7) (6.18)
Azione per barra di armatura	$F_s = F + \Delta F_{td}$	6,22 kN	
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	153,94 mm ²	
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	40,41 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	375,7 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	10,8 %	
Coefficiente	η_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente	η_2	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,50	
Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	0,87 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2)
Tensione di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	1,95 N/mm ²	EN 1992-1-1 - 8.4.2 (2) (8.2)
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2)

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	(Tabella 8.2) EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	0,920	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\sigma / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	674 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \sigma; 200mm]$	303 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\sigma / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	73 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,ci} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	303 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)

Nuovo elemento inferiore

Resistenza di aderenza		I - Buono	
Forza di trazione addizionale dovuta al taglio	ΔF_{td}	16,93 kN	EN 1992-1-1 - 6.2.3 (7) (6.18)
Azione per barra di armatura	$F_s = F + \Delta F_{td}$	6,22 kN	
Sezione trasversale	$A = \pi \cdot d^2 / 4$	201,06 mm ²	
Stress nell'acciaio	$\sigma_{sd} = F / A$	30,94 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Valore di progetto della resistenza di snervamento	f_{yd}	391,3 N/mm ²	
Sfruttamento della sezione trasversale di acciaio	$\beta_{As} = \sigma_{sd} / f_{yd}$	7,9 %	
Fattori di influenza α			
Forma delle barre di armatura	α_1	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Copriferro	α_2	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Confinamento con barre di armatura trasversali non saldate a quella principale	α_3	1,0	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Pressione trasversale	α_5	1,000	EN 1992-1-1 - 8.4.4 (2) (Tabella 8.2)
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	α_6	1,5	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (Tabella 8.3)
Influenza della pressione trasversale	$\Omega_{ptr} = 1 / (1 - 0,04 \cdot p_{tr}) \leq 1,5$	1,1	
Copriferro minimo	c_{min}	42 mm	
Influenza del copriferro	$\Omega_{cover} = 1 / (1 - 0,15 \cdot (c_{min} / d_s - 1))$	1,3	
Valore di base della resistenza di aderenza	$f_{bd,0} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_{Mc} \leq f_{bd,ETA}$	2,0 N/mm ²	
Resistenza di aderenza ottimizzata	$f_{bd} = \Omega_{ptr} \cdot \Omega_{cover} \cdot f_{bd,0}$	2,8 N/mm ²	
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{min} = (\sigma / 4) (f_{yd} / f_{bd})$	558 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Lunghezza di sovrapposizione minima	$l_{0,min} \geq \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{min}; 15 \cdot \sigma; 200mm]$	251 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.11)
Lunghezza di ancoraggio di base	$l_{b,rqd} = (\sigma / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$	44 mm	EN 1992-1-1 - 8.4.3 (2) (8.3)
Valore di progetto della lunghezza di sovrapposizione	$l_{0,pi} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	251 mm	EN 1992-1-1 - 8.7.3 (1) (8.10)
Incremento della lunghezza di sovrapposizione dovuto all'interasse tra le barre di armatura	l_z	0 mm	ETA-09/0089 4.3.5
Profondità foro	$l_v = \max [l_{0,ci}; l_{0,pi}] + c_1 + l_z$	333 mm	
Livello di sfruttamento della lunghezza di ancoraggio	β_{ls}	100,0 %	

Sommario

	Diametro della	Diametro foro	Interasse barre	Profondità foro	Volume di resina per foro
	\varnothing [m m]	d_0 [m m]	s [m m]	l_v [m m]	V [m l]
Layer superiore	20,0	25	100	979	208
Layer inferiore	16,0	20	100	333	45

Osservazioni tecniche

Le riprese di getto devono essere progettate e realizzate in conformità con una corretta pratica ingegneristica e costruttiva.

La progettazione dei collegamenti di rinforzo e il calcolo delle forze da trasferire devono essere conformi alle normative vigenti. Copriferro, resistenza alla corrosione, spazature nonché staffe di rinforzo trasversali devono anch'essi essere in accordo alle normative vigenti.

Le istruzioni di valutazione e di montaggio supplementari sono contenute nei relativi documenti ETA relative a connessioni con ferri di ripresa nel calcestruzzo.

L'installatore di questo genere di connessioni è responsabile di alcuni requisiti, in particolare della formazione del personale di cantiere e delle attrezzature necessarie alla corretta esecuzione dei lavori. I rispettivi requisiti sono indicati nella relativa certificazione.

Informazioni generali

Tutti i dati e le informazioni contenute nel software sono basate sull'uso di prodotti fischer e derivanti da regole ingegneristiche di base. Le formule ed i coefficienti di sicurezza devono essere usate in accordo con le istruzioni di montaggio ed assemblaggio dei prodotti fischer. Non essendo fischer uno studio di progettazione, il presente allegato non fornisce alcuna garanzia sui dati di input non corretti o assunzioni di calcolo errate. Ciascuna raccomandazione deve essere approvata dalle autorità in materia o dal progettista responsabile incaricato. Si prega di controllare tutte le verifiche nei confronti delle normative locali vigenti.

L'utente deve assumere tutto il necessario per evitare o limitare i danni causati dal software. Pertanto gli aggiornamenti del software vanno consentiti. Se non ci si avvale della funzione di aggiornamento automatico, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione del software disponibile mediante lo scaricamento manuale degli aggiornamenti dal sito fischer.

fischer non sarà responsabile del recupero di dati di programma persi o corrotti.